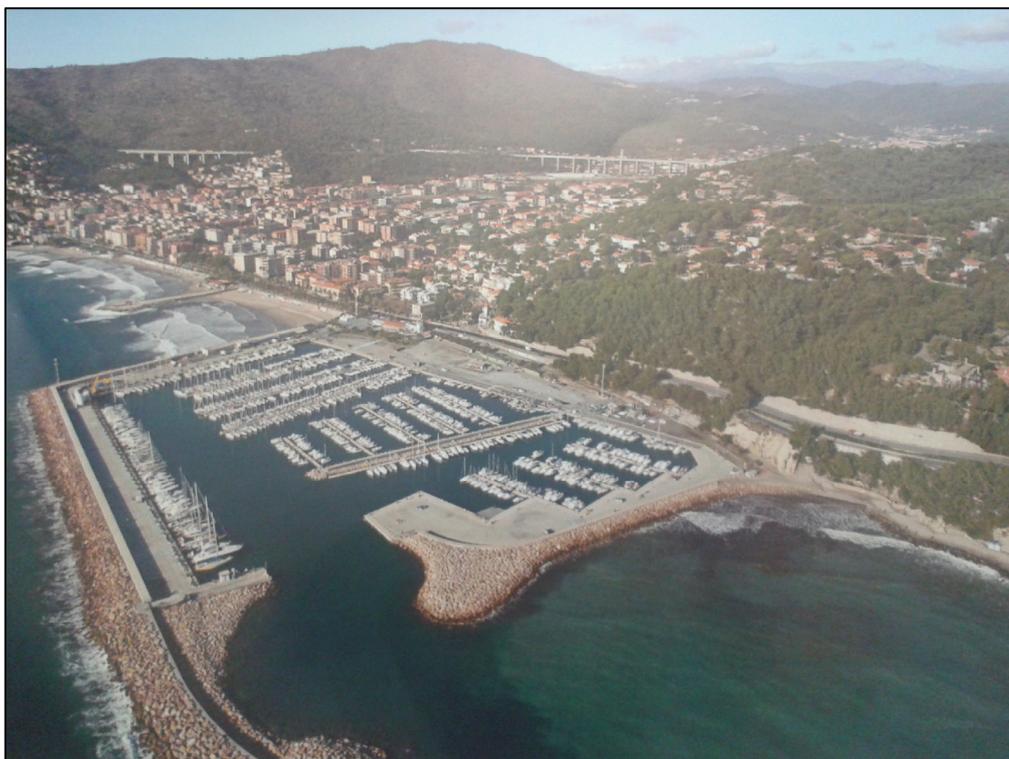


COMUNE DI ANDORA PROVINCIA DI SAVONA



PUO A MODIFICA DELLO S.U.A. APPROVATO CON
PROVVEDIMENTO FINALE IN DATA 16/03/2010 -
DISTRETTO DI TRASFORMAZIONE TR-CO2 IN
AGGIORNAMENTO AL PUC

oggetto Relazione opere marittime

Scala

Data Marzo 2021

Progettisti Arch. Paolo Ghione
Geom. Anna Lisa Borghino Arch. Antonella Nalbone Arch. Isabella Rabellino

revisioni

	data	note		
1	Marzo 2021			
2				
3				
4				
5				

Elaborato

8

RELAZIONE OPERE MARITTIME

Agitazione residua interna nel Porto di Andora

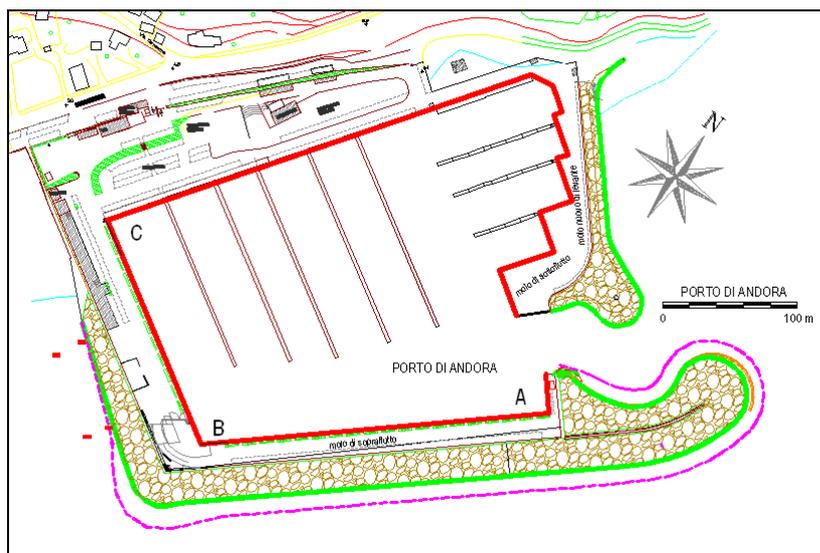


Il Porto di Andora ha una imboccatura in direzione Nord-Est che guarda verso Capo Mele.

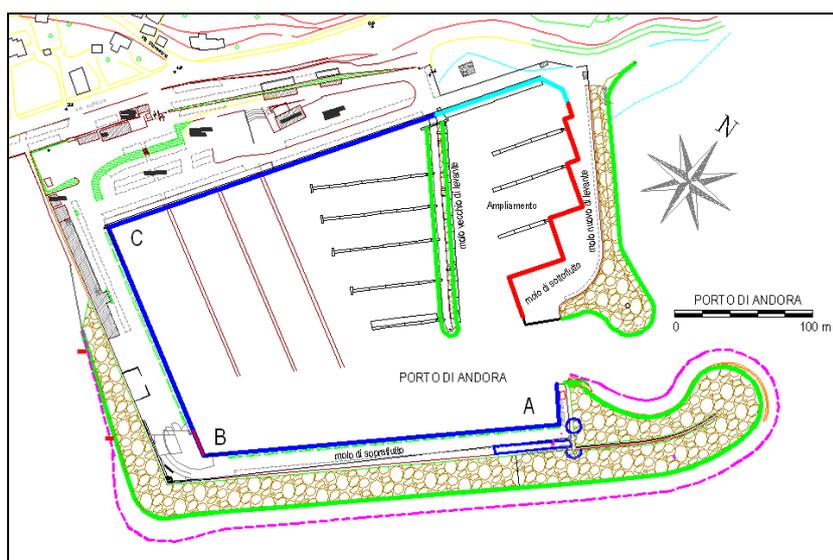


Vista aerea del Porto di Andora e Capo Mele.

Nel corso delle maggiori mareggiate da scirocco le onde sono notevolmente schermate dalla forma ed orientamento dell'imboccatura. L'onda residua che raggiunge lo specchio acqueo interno si sviluppa soprattutto lungo la banchina lato sud. Si riflette nell'angolo sud-ovest (B) e quindi crea una agitazione nel vecchio bacino portuale, resta invece quasi del tutto riparata la zona di ampliamento compresa tra il preesistente molo di sottoflutto e quello nuovo. Bacino quest'ultimo che presenta nei 3 lati banchine antiriflettenti.



Stato previsto nel progetto originario



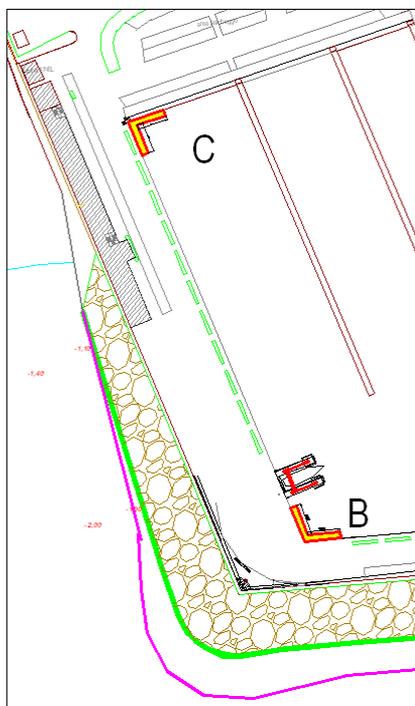
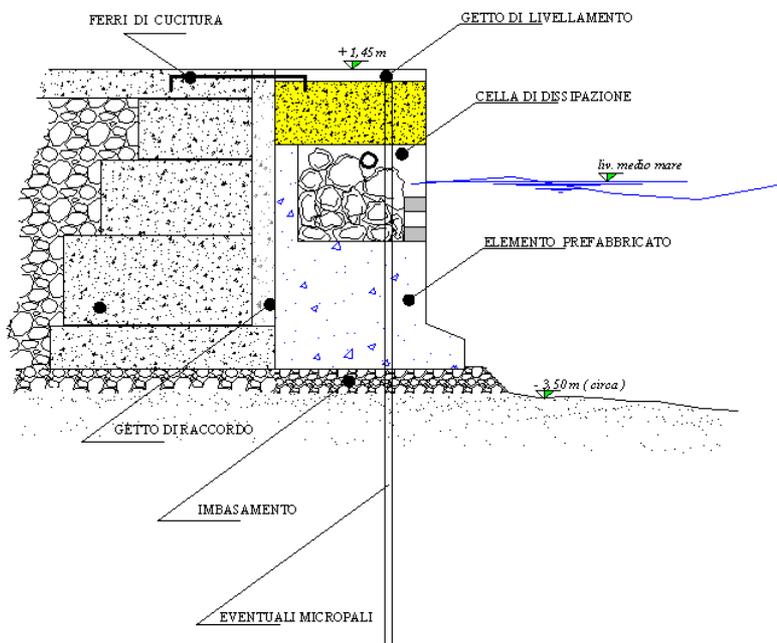
Stato attuale

Le 2 banchine A → B e B → C erano state realizzate tra gli anni '70 e gli anni '80 non antiriflettenti e tali sono ancora oggi.

L'angolo maggiormente critico è quello contraddistinto con la lettera **B**. Per trasformare la banchina in antiriflettente si potrebbero posizionare davanti alla banchina stessa elementi in parte prefabbricati ed in parte completati in opera contenenti celle di dissipazione.

Per maggiori dettagli si rimanda allo studio sviluppato su modello matematico (Allegato "*Studio su modello dell'agitazione ondosa all'interno del marina di Andora: Relazione tecnica*")"

SCHEMA DI BANCHINA ANTIRIFLETTENTE



Si prevede di rendere antiriflettenti gli angoli di banchina, indicati in figura con le lettere B e C. Con riferimento alle tavole grafiche la stima prevede per ogni elemento, della lunghezza

di 2,5 m, un costo a metro di circa € 4.500,00

Componente	Quantità	Prezzo unitario	Importo (€)
Scitolare prefabbricato	12 mc	500 €/mc	6.000,00
Riempimento	3 mc	300 €/mc	900,00
Massi con peso > 300 kg /cad	5 t.	40	200,00
Getto in cls di livellamento a quota attuale di banchina	2,5 mc	350 €/mc	875,00
Imbasamento dei massi prefabbricati	4 mc	50 €/mc	200,00
Posa in opera con autogrù	2,5 ore	100 €/ora	250,00
Manodopera	60 ore	32,00 €/h	<u>1.920,00</u>
Totale forniture e posa			10.345,00
Varie ed imprevidi (anelli di banchina; coronamento; ecc.)	10 %		<u>1.035,50</u>
Totale			11.379,50
Prezzo a metro			4.551,80
Prezzo arrotondato			4.500,00

Si rimanda allo studio su modello matematico dove è stato evidenziato che le oscillazioni all'interno del bacino portuale saranno compatibili con l'esercizio dell'approdo turistico anche nelle condizioni maggiormente critiche se negli angoli B e C le banchine saranno state trasformate in antiriflettenti secondo lo schema indicato in figura. Lo studio ha preso in esame anche il bacino a nord-est.

SCALO DI ALAGGIO

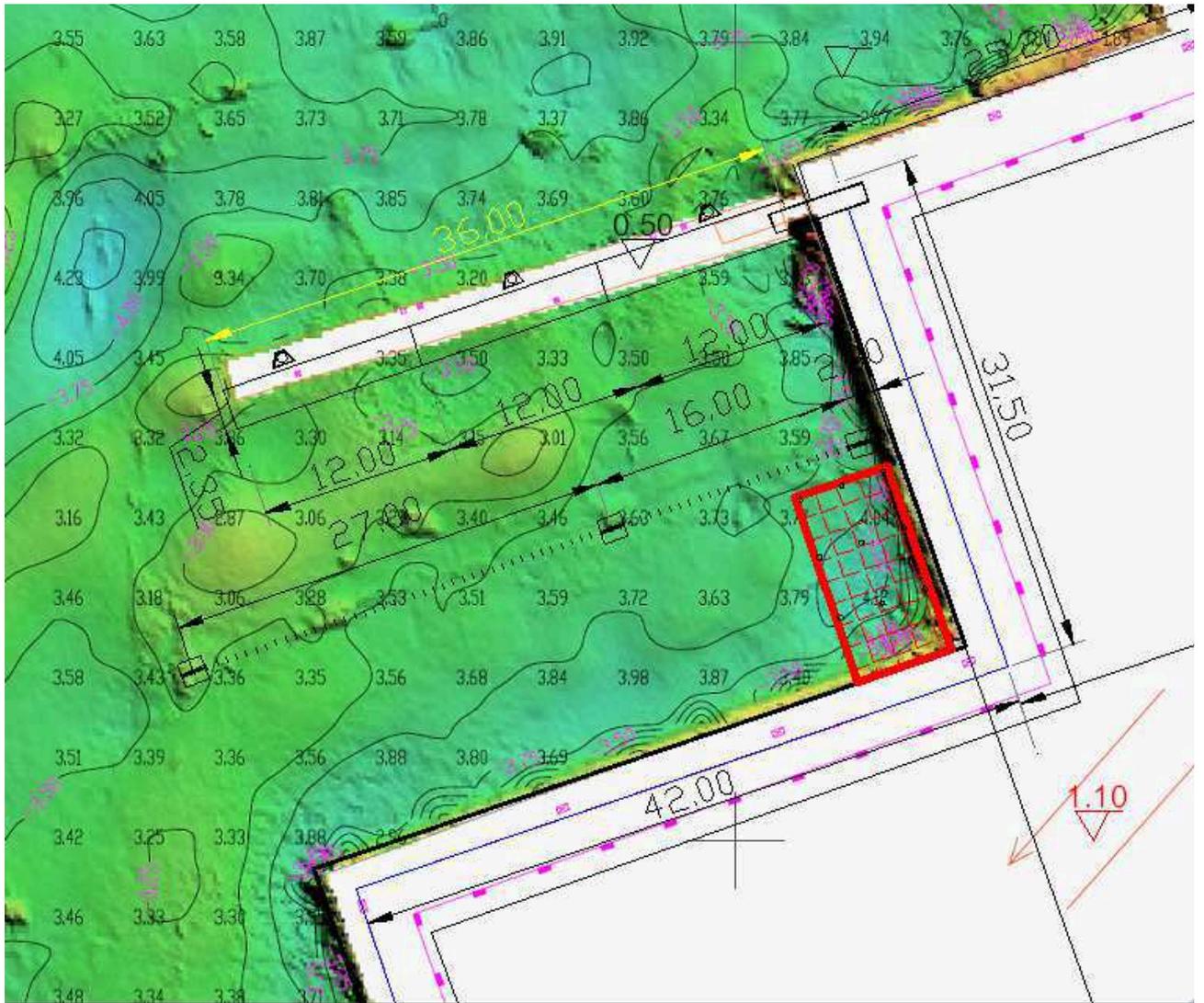
L'attuale scalo di alaggio andrà recuperato e modificato per consentire la messa in acqua anche di imbarcazioni di maggiori dimensioni rispetto alle piccole derive. Di seguito si riportano alcuni elementi costruttivi, si tenga comunque conto che solo al momento dell'intervento sarà possibile, in funzione delle condizioni della struttura, definire nel dettaglio gli interventi da eseguire.



Attuale scaletto di alaggio

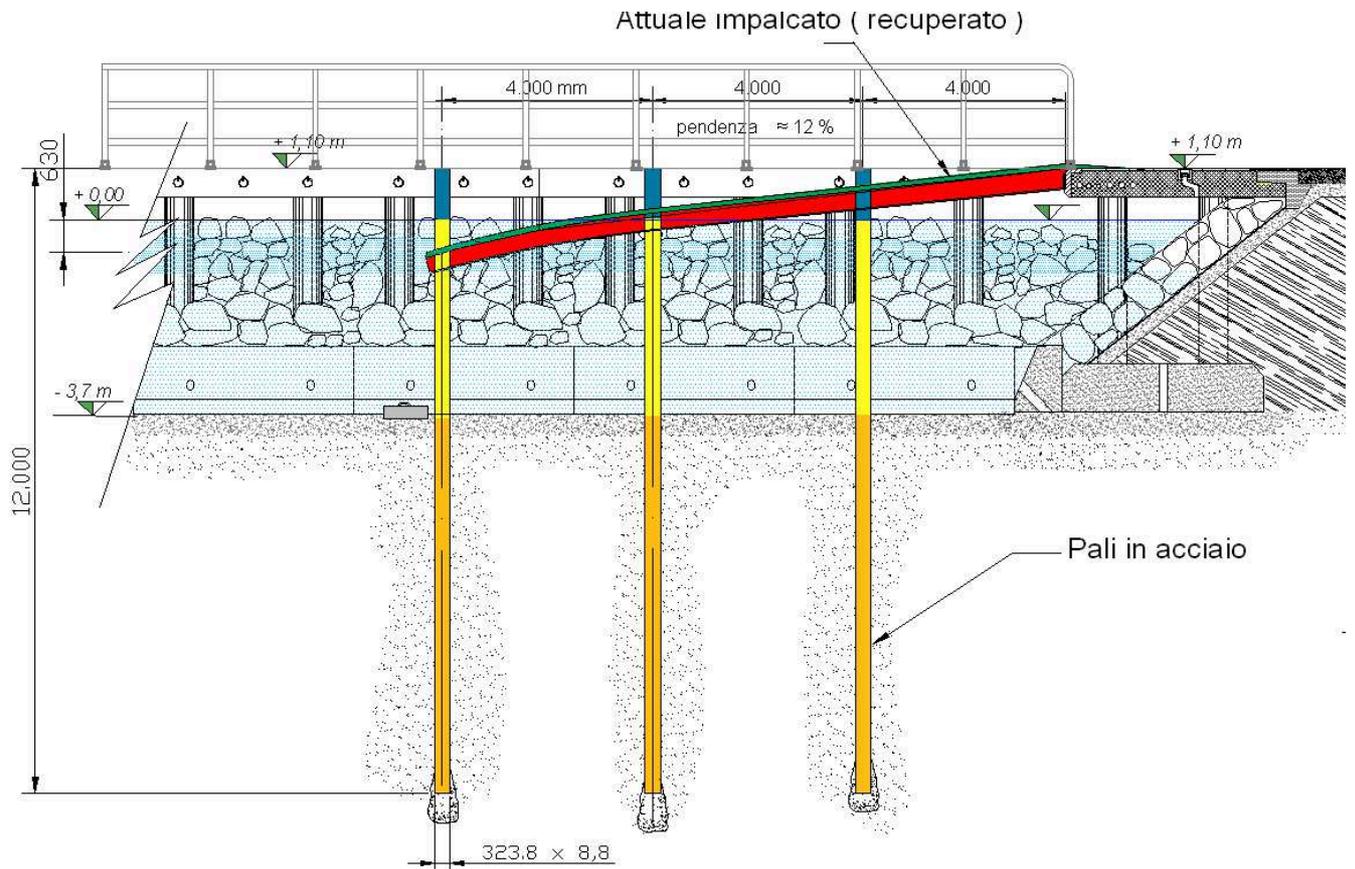


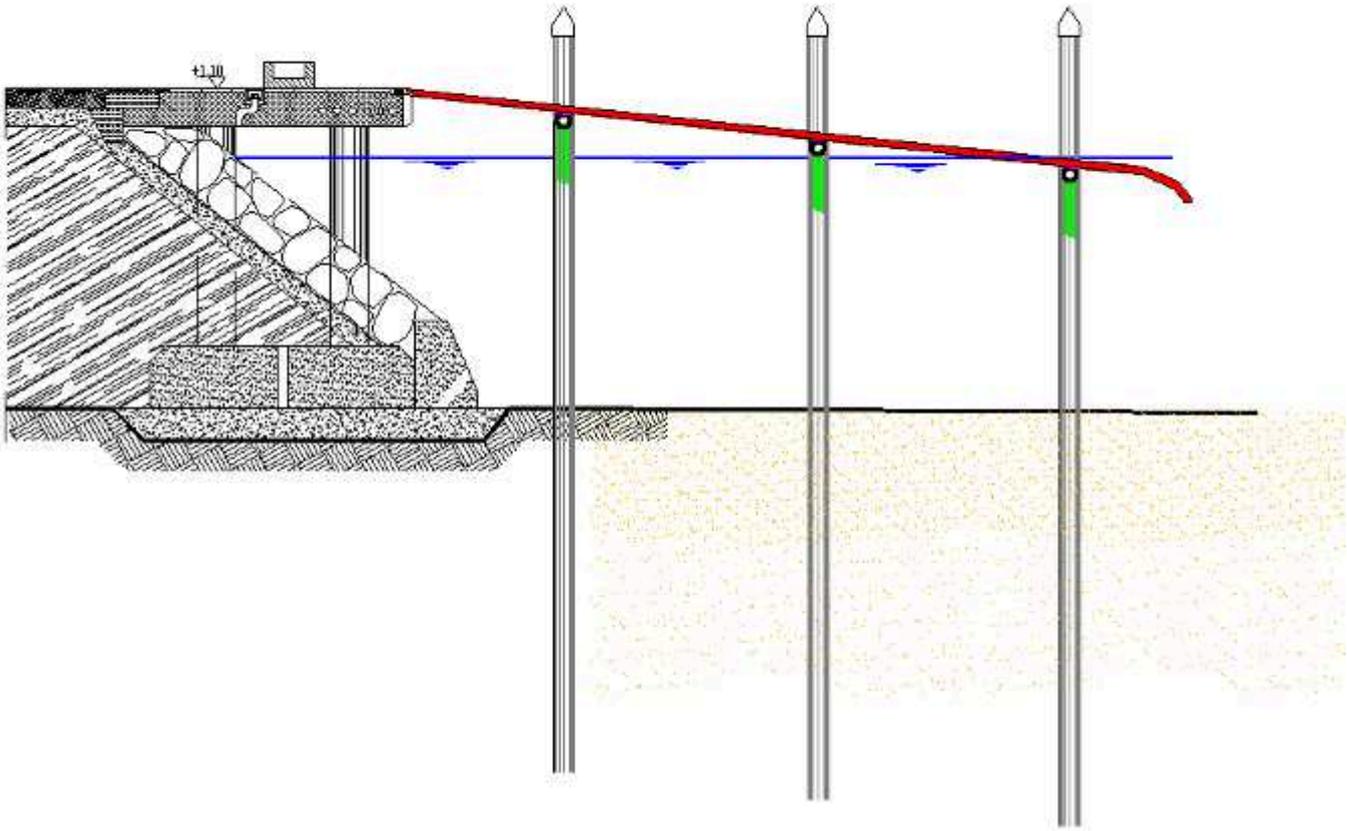
Attuale telaio dello scivolo.



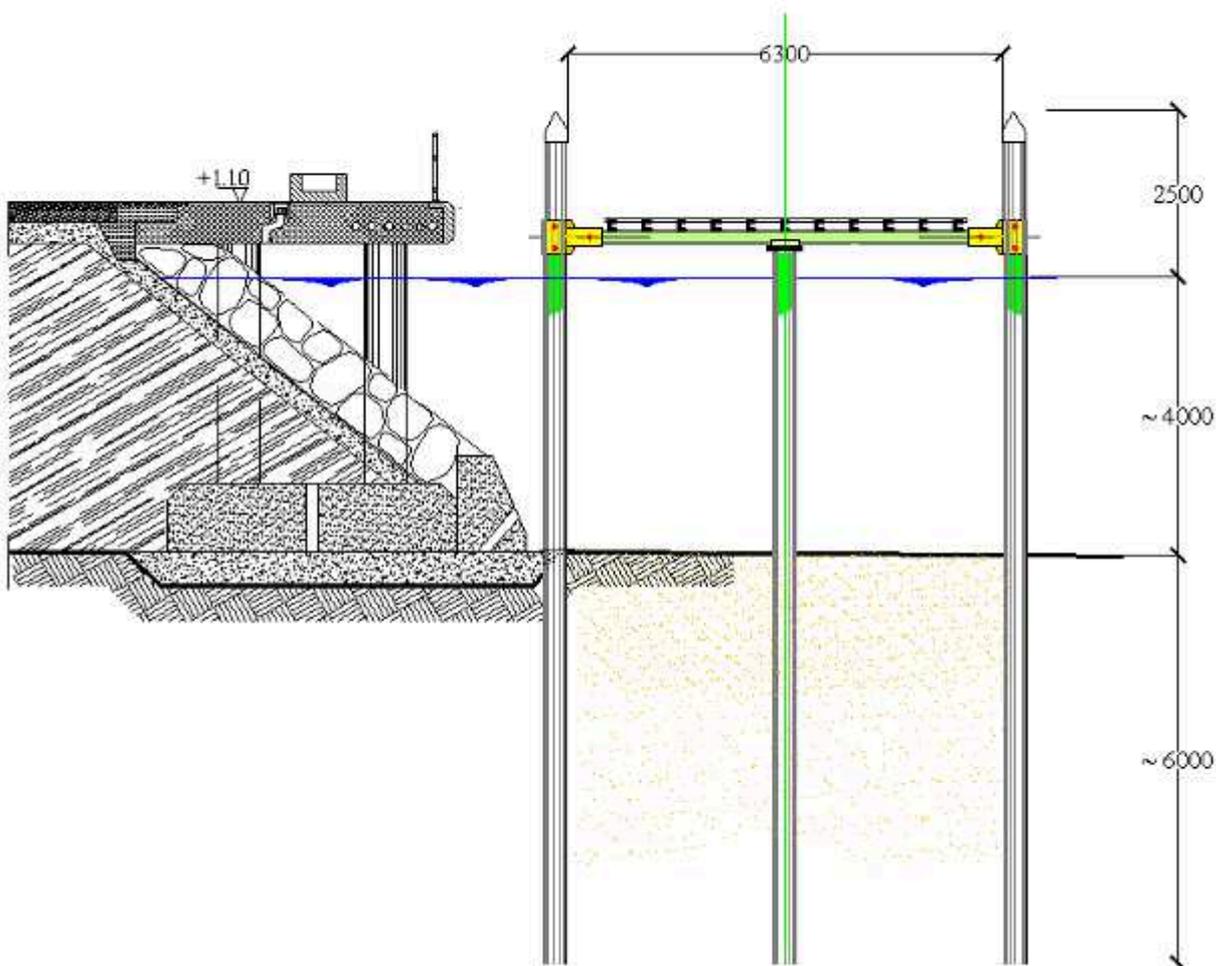
Scaletto su rilievo batimetrico

Schemi grafici delle modifiche previste





Sezione longitudinale



Sezione trasversale

Schema nuovo scalo di alaggio fisso

Il Porto di Andora è attrezzato con uno scaletto di alaggio del tipo galleggiante realizzato negli scorsi anni per un utilizzo limitato a piccole derive , in particolare per i “ **Laser** “ (4,06 m x 1,42). Le dimensioni dell’attuale scivolo per l’alaggio sono state scelte in conformità alle regole internazionali per la classe di regata di cui si è detto.

Nell’ottica di una ristrutturazione dell’area portuale e dei servizi offerti è stata valutata la possibilità di rendere lo scalo di alaggio compatibile anche per imbarcazioni di maggior stazza rispetto alle leggerissime derive da gara.

La scelta è stata indirizzata su uno scivolo fisso sufficiente a fornire in sicurezza la possibilità di varare imbarcazioni a motore fino a 6 tonnellate di peso , corrispondenti a circa 8 m di lunghezza con un peso di 5 ÷ 6 tonnellate oltre al peso del carrello. Imbarcazioni di maggiori dimensioni dovranno essere varate con le gru.

Sulla base dell’esperienza maturata con l’attuale scalo di alaggio si è ritenuto opportuno mantenere per quello fisso quasi le stesse dimensioni anche per non interferire con le imbarcazioni ormeggiate nel pontile di fronte .

La struttura di sostegno è stata prevista su 9 pali in acciaio su cui insisteranno il telaio ed il piano di scivolo.

I pali saranno infissi nel fondale con pinza vibrante montata su escavatore ed avranno un diametro di 323,8 x 8,8 mm (spessore minimo) e termineranno con una punta, saranno dotati di valvole nella parte di fondo in modo da consentire, se necessario, l'immissione in pressione di malta cementizia per formare un bulbo alla base. I pali ed il telaio di supporto al piano di scivolo saranno preventivamente trattati con vernici bicomponenti di impiego subacqueo (tipo iamsub) applicate a pennello.

Inoltre si fisseranno alla struttura 20 kg di anodi sacrificali in lega di zinco. Si è previsto il recupero integrale del piano in plastica su cui scorrono attualmente le imbarcazioni , un idoneo appoggio sottostante consentirà di sovraccaricarlo senza danneggiamenti anche con le imbarcazioni di maggior peso.

L'attuale piano di plastica su cui scorrono le derive che si avvalgono di questo scaletto è posato su un telaio realizzato con profilati di alluminio. Non si esclude che una volta riportato a secco l'attuale scaletto lo stesso sia da rinforzare con ulteriori profilati da imbullonare o saldare a quelli esistenti, infatti per sostenere il maggior peso (si passa dalle centinaia di chilogrammi a diverse tonnellate) ed eliminando i galleggianti che attualmente sostengono lo scivolo occorre realizzare un adeguato supporto. La scelta è caduta su un telaio formato da pali infissi nel fondale marino uniti tra loro da 3 traverse.

Per quanto riguarda i pali si è prevista la loro infissione nel fondale mediante una pinza vibrante in quanto questa attrezzatura è manovrabile direttamente da una gru o escavatore posizionato sulla banchina, cioè escludendo l'impiego di un mezzo nautico (pontone) ma non è da escludere l'eventualità di infissione con battipalo o mediante trivellazione. Non sono stati eseguiti in questa zona del Porto dei sondaggi per caratterizzare il terreno di posa, il sondaggio più prossimo è quello indicato con la sigla S3 (*rif. Alla relazione geologica e geotecnica Geol. Vittorio Vezzano – elaborato 3.1 – ottobre 2016*) e di cui si riporta la stratigrafia.

INDAGINI DIRETTE PREGRESSE		
Sondaggi a rotazione	S2-3	●
INDAGINI DIRETTE 2011		
Sondaggi a rotazione	S1-5	●
Stazioni di rilevamento	R 1-4	◆
INDAGINI INDIRETTE 2011		
Sismiche passive	HVSR1, 2	■
Sismiche attive	MASW1-5	—
Sismiche a rifrazione	ANDOVP 1-4	—



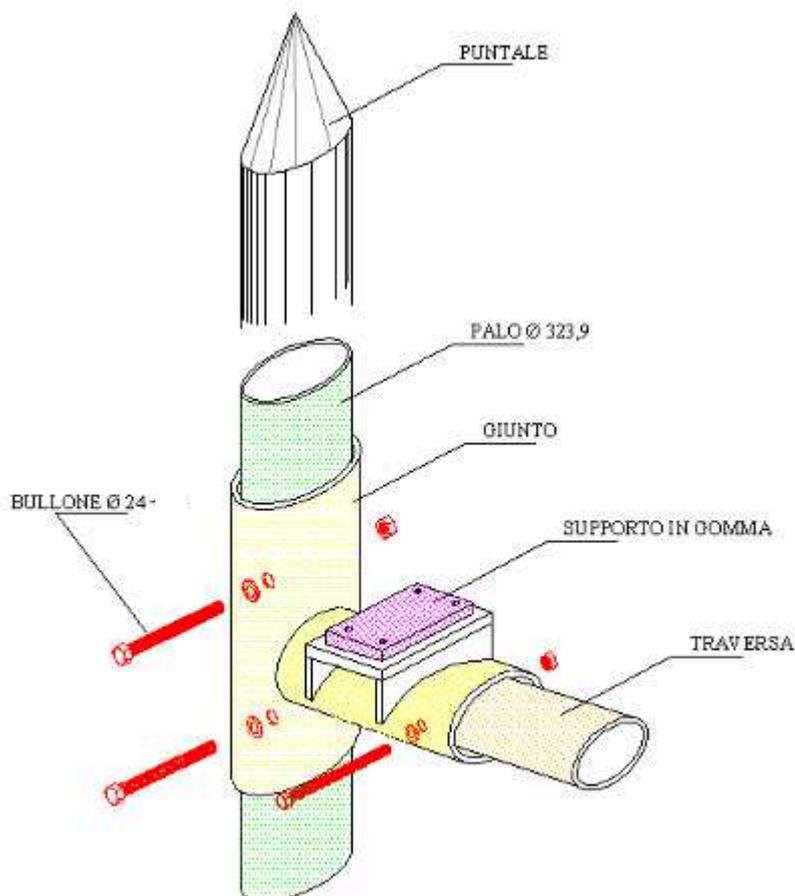
BORGHI DRILL S.r.l.
 Via Selicchi 35/1 - 16040 Leim (GE)
 Tel.0185370875 - Fax.0185371875

MODULO SONDAGGI A RECUPERO CAMPIONI

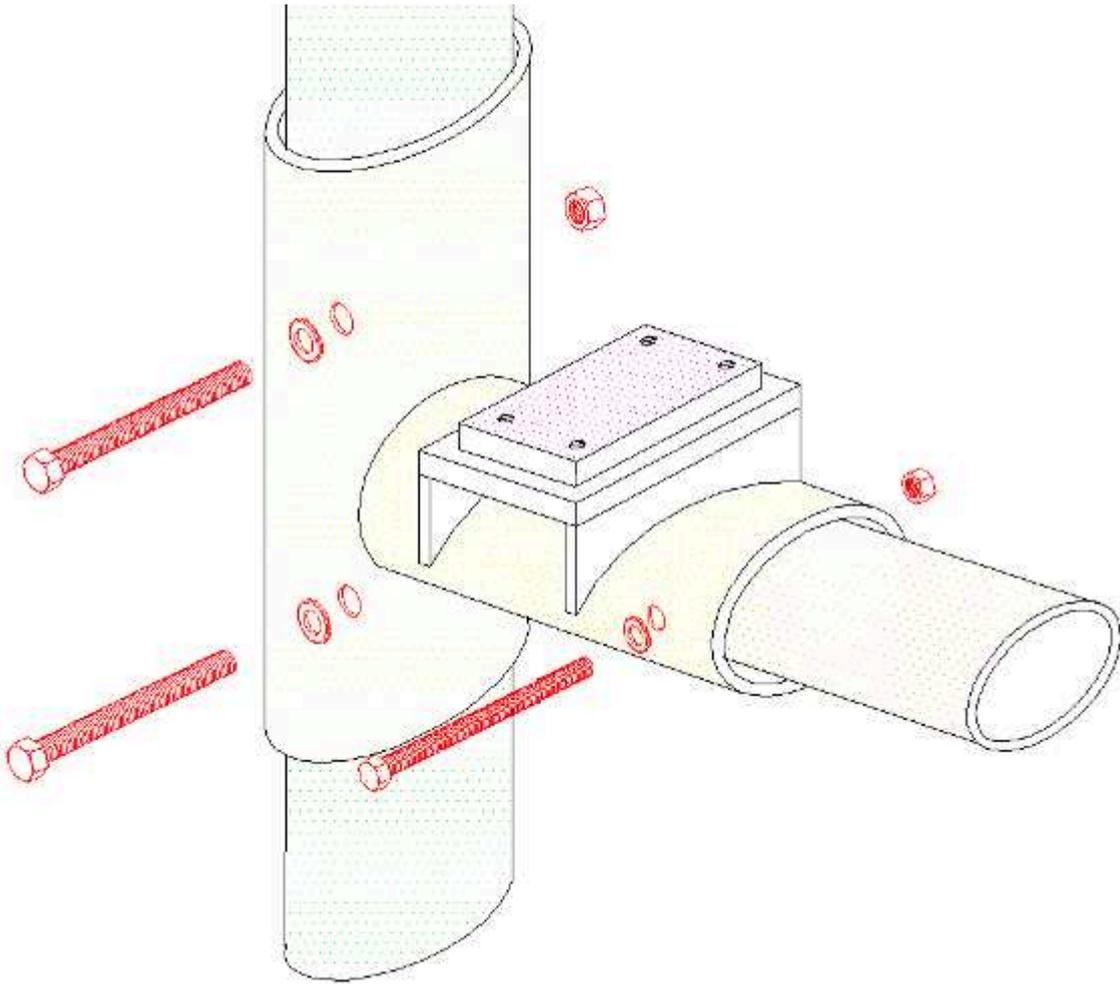
Committente Comune di Andora (SV)		Profondità massima - 10,00 metri dal p.c.		Quota An. P.C. 1,20	Cerchiate n° 1	Foglia 1									
Operatore Borgi Drill		Roto Faso calmato		Rotolo CLAWP140 PC-1,50-CE/WR116 L20-3,5056/DN116 240-10,00		Inizio Fine Escursione 09/08/2011 - 10/08/2011									
Responsabile Guglielmo Dell		Sondaggio S3		Tipo Sondaggio Infissione con estrazione campione		Tipo Sonda CMTV 400000									
Quota [m]	Descrizione	Quota [m]	RC [m]	S.P.T. [N/Colli]	Resist. [N]	Resist. [kN]	Compos.	Metodo Penetrom.	Metodo Carotaggio	Conserva coloprofina	Quota [m]	Resist. [kN]	Resist. [N]	Resist. [kN]	Resist. [N]
-0,50	Ripristinazione ghiaia grigia	-0,50	RC=1,00												
-1,00	Ripristinazione ghiaia grigia	-1,00	RC=1,00	14-9-9/Comp 40cm -1,80 PA				-1,40 (CS)	-1,80		-1,00				
-1,50	Ripristinazione ghiaia grigia	-1,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-2,00	Calcoli marnosi fratturati di colore plumbeo con vene di quarzo ad inclinazione di 40°. Sono presenti diaframmi sferulitici di sovrapposizione in matrice argillosa bruno chiara	-2,00	RC=1,00	4-3-5/Comp 0 cm -3,00 PA				-1,40 (CS)							
-2,50	Calcoli marnosi fratturati di colore plumbeo con vene di quarzo ad inclinazione di circa 40°.	-2,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-3,00	Calcoli marnosi fratturati di colore plumbeo con vene di quarzo ad inclinazione di circa 40°.	-3,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-3,50		-3,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-4,00		-4,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-4,50		-4,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-5,00		-5,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-5,50		-5,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-6,00		-6,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-6,50		-6,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-7,00		-7,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-7,50		-7,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-8,00		-8,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-8,50		-8,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-9,00		-9,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-9,50		-9,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-10,00		-10,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-10,50		-10,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-11,00		-11,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-11,50		-11,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-12,00		-12,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-12,50		-12,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-13,00		-13,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-13,50		-13,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-14,00		-14,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-14,50		-14,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-15,00		-15,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-15,50		-15,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-16,00		-16,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-16,50		-16,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-17,00		-17,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-17,50		-17,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-18,00		-18,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-18,50		-18,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-19,00		-19,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-19,50		-19,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-20,00		-20,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-20,50		-20,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-21,00		-21,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-21,50		-21,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-22,00		-22,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-22,50		-22,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-23,00		-23,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-23,50		-23,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-24,00		-24,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-24,50		-24,50	RC=1,00					-1,40 (CS)							
-25,00		-25,00	RC=1,00					-1,40 (CS)							

Si riscontrano già a modesta profondità calcari marnosi che per loro natura sono in grado di fornire sia un buon valore di attrito laterale sia una portanza di punta. In effetti quando alla fine degli anni '80 furono battuti i pali di ormeggio dei pontili galleggianti che si trovano sul lato ovest dell'ex molo di sottoflutto si accertò che in tutti i casi occorsero molte decine di colpi per innestarli nel fondale. In ogni caso si prevede una infissione di 6 m salvo maggiori misure nel caso in cui in fase operativa si dovesse accertare una relativamente bassa resistenza alla infissione. In assenza di sondaggi (ad esempio prove penetrometriche o carotaggi), il dimensionamento risulterebbe oggi un puro esercizio teorico. Comunque i modesti carichi che graveranno sulle fondazioni dovrebbero essere agevolmente assorbiti visto il tipo di terreno.

Per quanto riguarda i giunti della nuova struttura di sostegno dello scivolo si è previsto di realizzarli come dallo schema seguente. Si tratta di una lamiera calandrata con diametro interno di poco superiore a quello del palo da fissare con bulloni passanti del diametro M24 mm. Essendo 2 per ogni giunto sarà possibile e facile sostituirne uno alla volta quando per corrosione non potranno più assolvere alla loro funzione. Anche le traverse faranno fissate nello stesso modo. In questa configurazione i carichi si trasferiranno a taglio sui bulloni e, visti i pesi in gioco, i margini di sicurezza saranno elevati.



Schema del giunto



Particolare del giunto

Si adotteranno bulloni M24 ad alta resistenza Classe 8.8 risulta una sezione $A = 452 \text{ mm}^2$ a cui corrisponde una sezione in corrispondenza della filettatura $A_{\text{res}} = 353 \text{ mm}^2$

La resistenza a taglio f_{tb} = Resistenza a rottura del materiale impiegato = 800 N/mm^2

Y_{M2} = Coefficiente di sicurezza = 1.25

Per il calcolo si adotta la seguente formula :

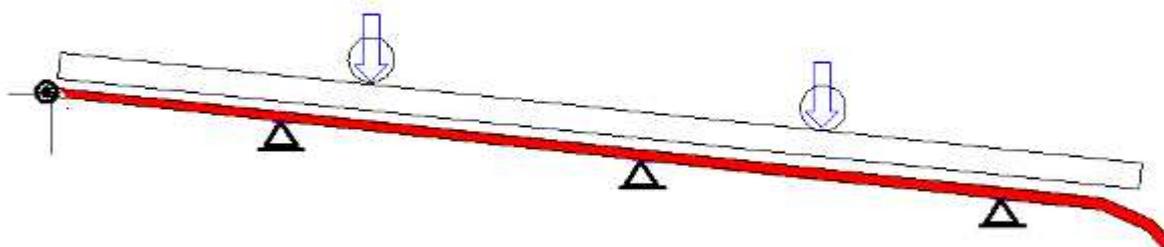
$$F_{t,Rd} = 0.6 \cdot f_{\text{tb}} \cdot A_{\text{res}} / Y_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 0.6 \cdot 800 \cdot 353 / 1.25 = 135.552 \text{ N} \sim 13.800 \text{ kg}$$

Valore abbondantemente maggiore del carico totale che può gravare sull'intero scivolo (circa 6.000 kg l'imbarcazione + circa 1.000 kg il carrello + 200 kg per le persone presenti in fase di varo o alaggio della imbarcazione + peso proprio dell'impalcato 1000 kg → per un totale di 8.200 ÷ 9.000 kg). Considerando il numero dei bulloni l'effettiva sollecitazione a cui ognuno sarà sottoposto è una frazione del valore sopra calcolato.

Il motivo per cui si ricorre ai relativamente grandi diametri dei tubi, di forti spessori ed in ultimo il diametro dei bulloni è determinato dalla esigenza di garantire, per tempi molto lunghi e senza eccessivi interventi di manutenzione, la praticabilità della struttura che, vista la vicinanza all'acqua, sarà soggetta a fenomeni di corrosione.

Lo schema statico sarà il seguente :



Costruttivamente si dovranno rinforzare le cerniere che collegano lo scivolo alla banchina.

TRAVEL - LIFT

Attualmente l'alaggio delle imbarcazioni è attuato con autogrù da 40 t di portata utile in corrispondenza dell'angolo sud-ovest del Porto di Andora, Adottando il sistema del travel – lift si otterrebbe di agevolare il transito di persone e automezzi dalla banchina ovest a quella sud.

Si sono prese in considerazione diverse ipotesi costruttive. La scelta sia per motivi tecnici che per valutazioni economiche è caduta sull'impiego di manufatti, ad oggi inutilizzati ma

disponibili in un'area di deposito in zona nord-est dell'area portuale. Si tratta di 2 basamenti in calcestruzzo realizzati a fine anni '90 nell'ambito delle opere di ampliamento del Porto Turistico e più precisamente della banchina antiriflettente di levante .

I manufatti sono costituiti da un plinto in c.a. delle dimensioni di 4,20 m x 4,20 m x 1 m di

altezza. Da questo si ergono 4 colonne realizzate con una “casseratura definitiva” formata di tubi in polietilene a.d. Diam. 630 mm, riempite con calcestruzzo ed armate con ferri verticali e staffe a spirale. I blocchi, del peso di oltre 50 t, sono movimentabili agganciandoli a 4 golfari.

Nel corso della realizzazione della banchina del Porto venne impiegata una autogrù con

capacità di sollevamento fino a 300 t e questo perché la posa in mare è avvenuta ad una discreta distanza dalla gru stessa. La movimentazione a terra, tra cantiere di prefabbricazione e punto di posa, avvenne con appositi carrelli.

Con riferimento alle figure in allegato la soluzione prevede indagini geognostiche localizzate sui punti di appoggio dei 2 manufatti a completamento di quelle già eseguite relazione geologica e geotecnica (elaborato 4 del febbraio 2019) si sono presi in considerazione i sondaggi denominati S3 ed S4 . Attualmente in corrispondenza del sondaggio S3 vi sono pavimentazioni (a quota + 1,50 m circa) e materiali lapidei su fondale sabbioso.

Nel punto S4 si ritrova direttamente il fondale sabbioso sotto un battente d'acqua di poco oltre i 3 m. In origine, cioè prima della realizzazione del porto (inizio anni '70) in corrispondenza dei 2 punti di sondaggio i fondali marini erano (molto presumibilmente identici per caratteristiche geologiche).

Il Comune di Andora era classificato al 2016 in zona 3S secondo la D.G.R. N°1362 del 19/11/2010. Successivamente con l'entrata in vigore della D.G.R. N° 216 del 17/03/2017 –

“Aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Liguria”, l'intero territorio del comune di Andora è stato incluso nella Zona 2 ricadendo quindi tra i Comuni

soggetti ad autorizzazione sismica preventiva ai sensi dell'art. 94 D.P.R.380/2001 e s.m.i

Dall'esperienza maturata sull'intero bacino portuale risulta che la natura del fondo marino è prevalentemente sabbiosa e garantisce nel tempo la stabilità delle strutture via via poste in opera. Tuttavia non può escludersi del tutto la presenza di lenti di materiale “soffice” quale ad esempio antichi depositi di alghe decomposte. Le prove potranno essere eseguite con carotaggi o prove penetrometriche. In base agli esiti si potrà procedere con un semplice livellamento del fondale sabbioso con parziali escavazioni e la posa di uno strato di tout-venant e ghiaia. Se i risultati dei sondaggi dovessero evidenziare problemi di portanza (anche se il carico unitario delle strutture in oggetto sarà modesto) si potrà decidere di spostare quanto basta l'intero impianto o di bonificare il fondale marino con escavazioni più profonde per eliminare lo strato non idoneo. Si procederà quindi con la rettifica delle altezze delle colonne dei manufatti attualmente in deposito. Il trasporto è la posa in mare delle pesanti strutture in c.a. richiederanno l'impiego, come in passato, di autogrù di notevole portata e l'impiego di 2 carrelli per il trasporto a filo della banchina nell'angolo sud-ovest. Calando in acqua il manufatto il peso da sostenere si riduce di 15 ÷ 20 tonnellate, questo dovrebbe essere sufficiente a garantire la posa a circa 15÷ 18

m di distanza. Se tale procedura risultasse non applicabile, salvo ricorrendo a gru di dimensioni molto grandi e pertanto molto costose, si potrà valutare la possibilità di impiegare un pontone eventualmente associando questo intervento, dal punto di vista temporale, ad altri lavori in programma quali, ad esempio, la formazione di una risberma al piede della diga di sopraflutto.

Una volta posati i manufatti sullo spianamento livellato (avendo eventualmente intercalato

prima tra fondale sabbioso e materiale lapideo un telo in tessuto non tessuto) potrebbe registrarsi un assestamento. Con la posa di una predalla / pulvino si potranno correggere le quote finali di appoggio delle travi di scorrimento della gru a portale per l'alaggio delle imbarcazioni.

Le travi si prevede siano realizzate con elementi prefabbricati in c.a.p. oppure con uno o due casseri a forma di U all'interno dei quali effettuare la posa delle armature ed il getto di

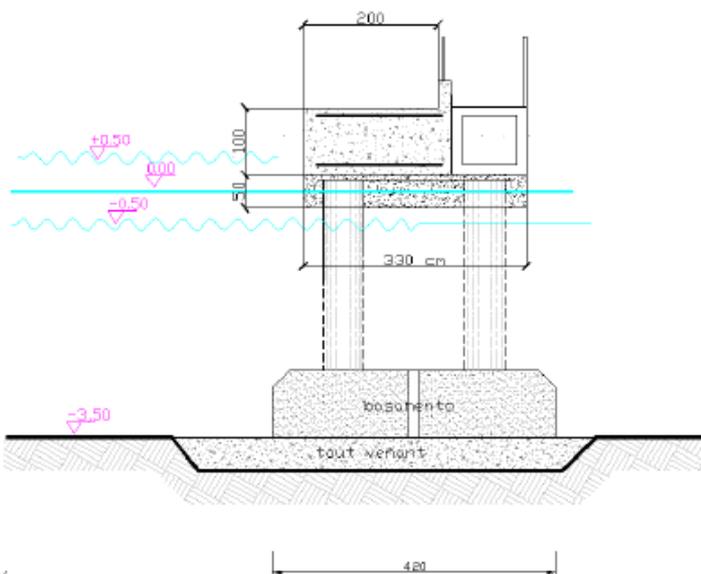
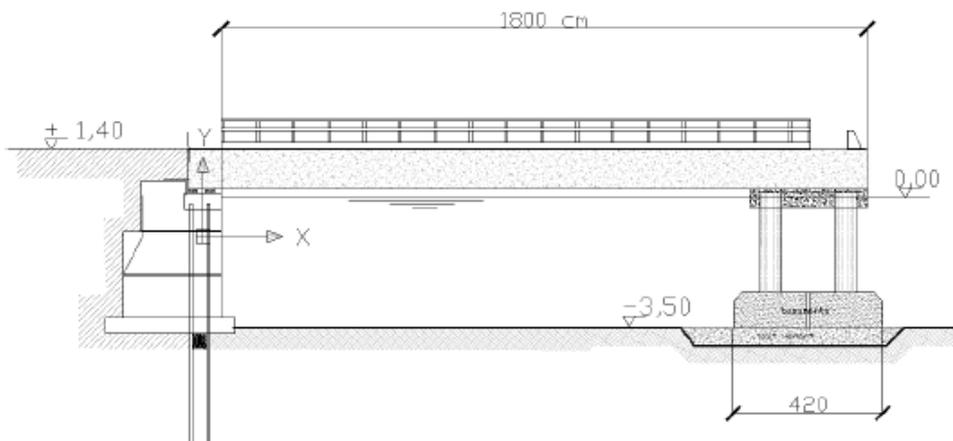
calcestruzzo fino alla quota della banchina. Altra alternativa è quella che prevede la realizzazione di travi in struttura metallica. In tutti i casi le travi prefabbricate poseranno su supporti antisismici. In questo modo la costruzione in opera delle travi di scorrimento consente l'impiego di gru di facile reperimento in zona.

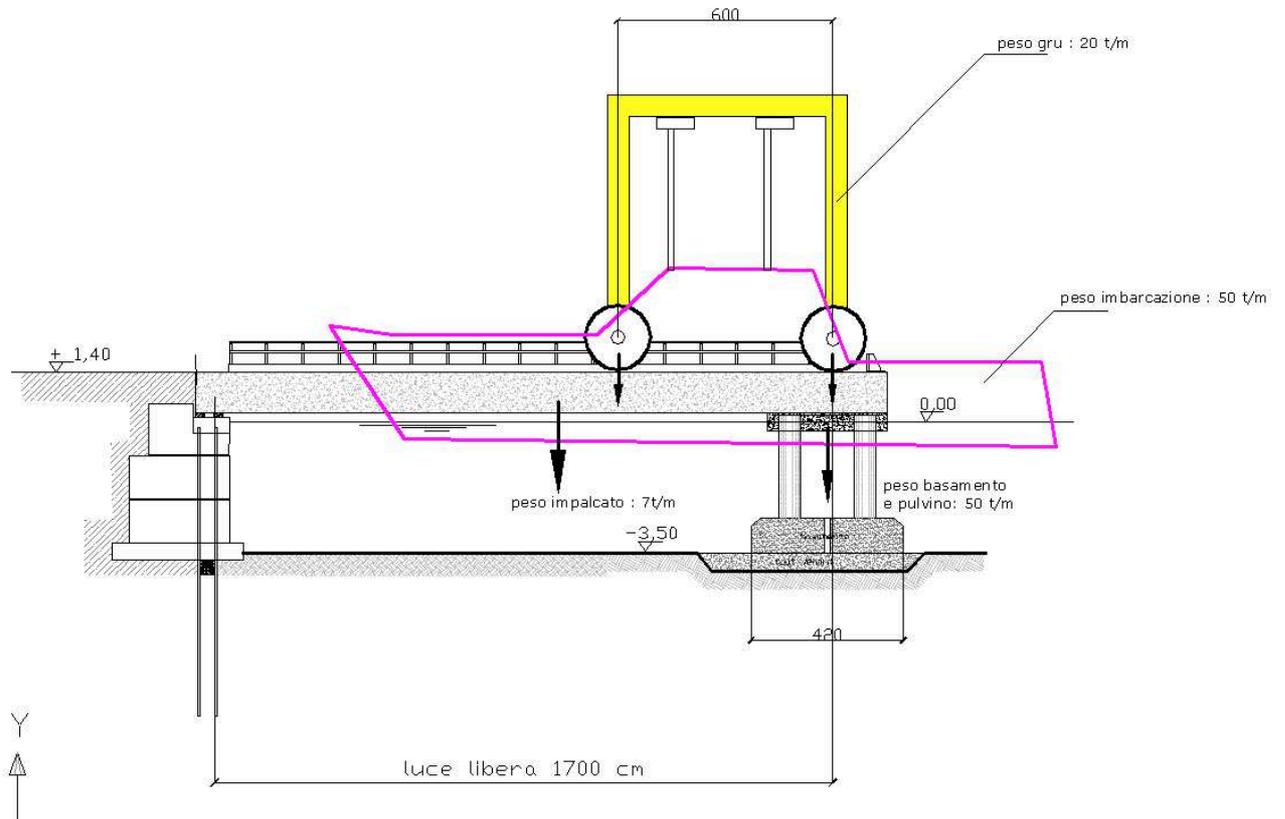
Le banchine, che ad oggi si sono rivelate idonee a supportare i carichi trasmessi dall'autogrù e dalle imbarcazioni, necessiteranno comunque di un intervento di risagomatura. Salvo diverse scelte in fase di progettazione esecutiva, si è prevista la realizzazione di una cortina di micropali, di un rinforzo della zona di appoggio della trave e la formazione di nicchie per l'appoggio in quota delle travi prefabbricate e della relativa trave gettata in opera.

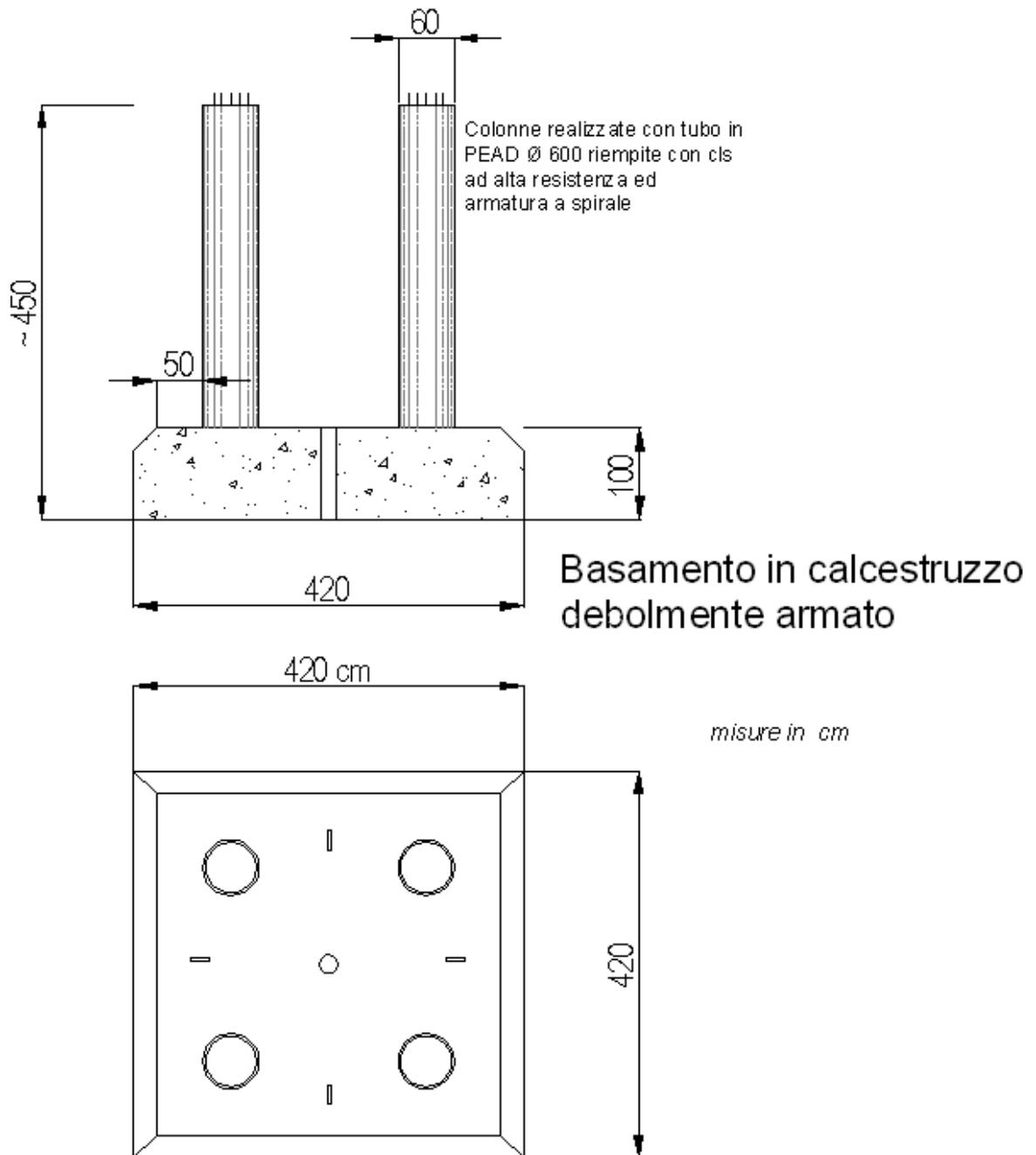
I disegni illustrano gli schemi di quanto descritto.

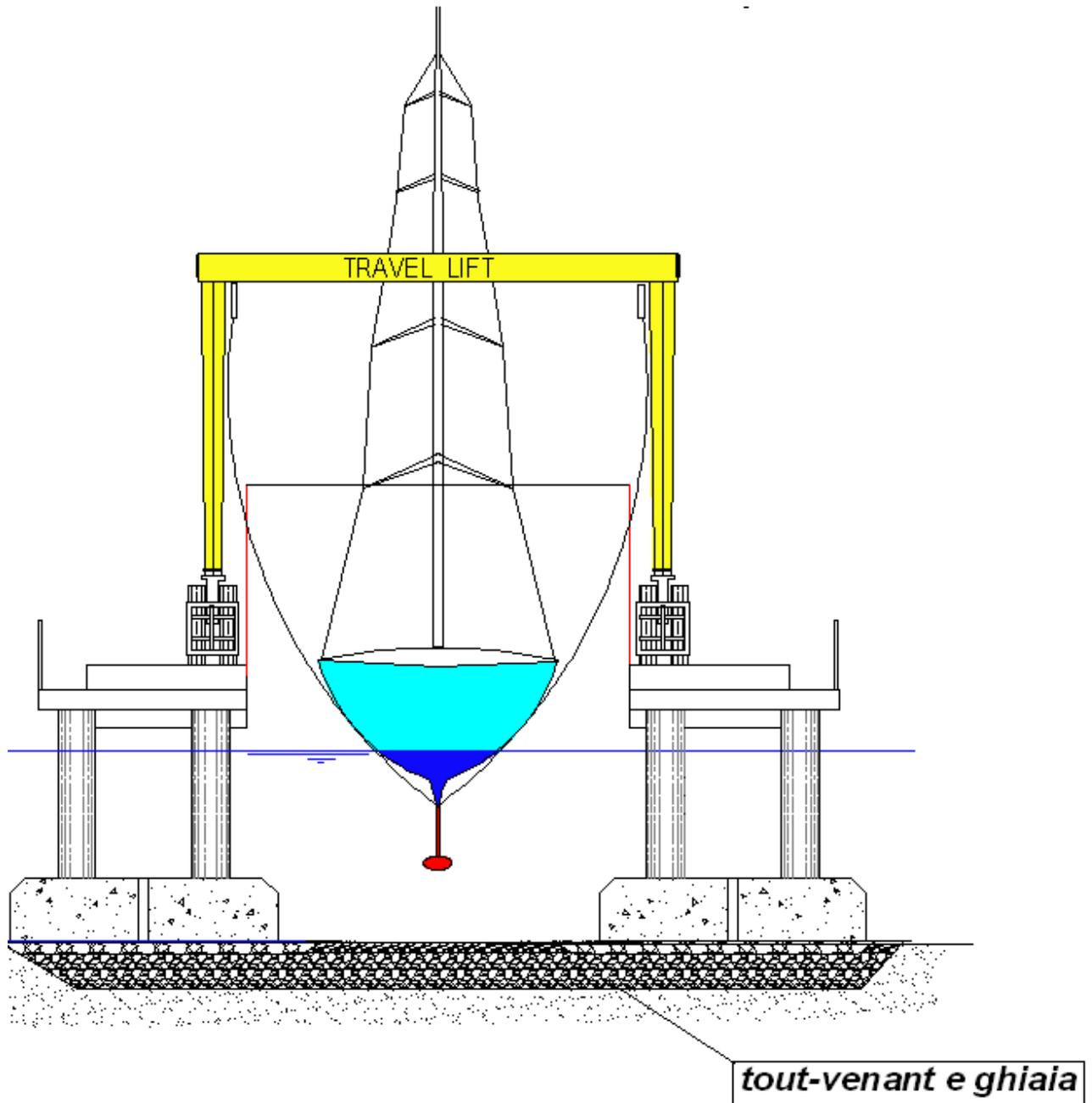
Resta, per ora, incognita la effettiva distanza tra i bordi interni dei 2 pontili per il travel-lift.

Attualmente è in esercizio una autogrù da 40 t di portata, ipotizzando per la gru a portale la stessa capacità di sollevamento la distanza, trasversale, tra le ruote sarà di circa 6,5 m. In ogni caso solo conoscendo con esattezza le dimensioni della gru si potrà definire la larghezza sia delle travi di scorrimento che la distanza tra loro.











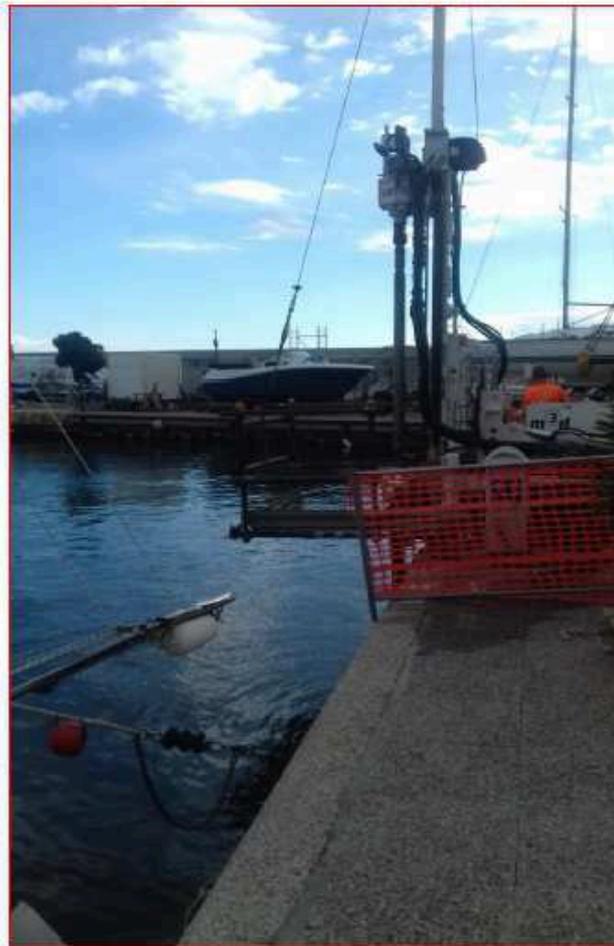
Sede Operativa e uffici Via al Santuario N.S. della Guardia 49 A rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

Web www.m3dsrl.com

E-mail info@m3dsrl.com



5 | DOCUMENTAZIONE SONDAGGIO GEOGNOSTICO S4

N° allegato

M3D091_18

01_02_2019

-

Luca Maldotti

UNIONE COMUNI VALMERULA

codice

data

scala

redatto

committente

della zona in cui si prevede la realizzazione del Travel –lift. Ma per quanto detto in precedenza si possono ritenere estendibili le conclusioni ricavate nel caso del sondaggio S3 anche al sondaggio S4.

Tra il peso dei basamenti, quello delle travi orizzontali (in c.a.), ed il sovraccarico costituito dalla gru e dalla imbarcazione in fase di sollevamento, si può considerare un peso trasmesso da un singolo basamento al fondale marino compreso tra 80 e 100 tonnellate.

Con una superficie di 4 m x 4 m (si considera un lato ridotto rispetto ai 4,20 m del basamento in cls) il carico trasmesso risulta di circa 6,13 N/cm². Valore inferiore a quello attualmente trasmesso sul fondale dalle banchine, pressione che è valutata in circa 10 N/cm² e che non ha comportato , a distanza di oltre 40 anni, il minimo cedimento delle strutture di banchina.

Si rimanda al progetto esecutivo ed alla preliminare scelta della gru per maggiori dettagli, in questa fase progettuale si è verificato, seppure sommariamente, che i carichi trasmessi alle fondazioni sono di molto inferiori alla capacità portante del terreno se si prendono a confronto i carichi che da decenni gravitano sulla adiacente banchina dove avviene l'alaggio di imbarcazioni di oltre 16 m di lunghezza mediante autogru.

Per quanto riguarda il dimensionamento della fondazione oltre al calcolo sommario di cui sopra allo stato non è possibile un approfondimento stante l'indeterminatezza sulla scelta della struttura delle travi di collegamento tra i basamenti e la banchina. Ovviamente adottando una struttura metallica si avrà un peso considerevolmente inferiore a quello di una struttura in c.a. , risulterà di più agevole montaggio e potrà essere prefabbricata ed in parte assemblata in una officina esterna al porto. Viceversa travi in c.a. non sono trasportabili per peso e dimensioni e quindi dovranno necessariamente essere realizzate in sito.

I due pontili paralleli saranno gettati in opera o prefabbricati e quindi posati con l'ausilio di una autogrù di adeguata portata. Peraltro gru che si dovrà comunque impiegare per la posa dei 2 basamenti già disponibili in zona deposito sul lato nord del Porto.

Nella ipotesi di impiegare una trave in cemento armato per il pontile la stessa avrà un copriferro di circa 5 cm e sarà protetta con resina epossidica a 2 componenti specifica per impieghi in presenza di acqua di mare (tipo iamsub).

Questo trattamento è stato applicato circa 20 anni fa alle travi dei tre pontili fissi del Porto di Andora ed a distanza di tale intervallo di tempo i pontili si presentano ancora in buono stato benché siano soggetti a continui cicli di entrata ed uscita dall'acqua a seguito delle maree.

Si rimanda al progetto esecutivo ed alla preliminare scelta della gru per maggiori dettagli, in questa fase progettuale si è verificato, seppure sommariamente, che i carichi trasmessi alle fondazioni sono di molto inferiori alla capacità portante del terreno. La trave in cemento armato del pontile avrà un copriferro, nella parte inferiore, di circa 5 cm e sarà protetta con resina epossidica a 2 componenti specifica per impieghi in presenza di acqua di mare (tipo iamsub). Questo trattamento è stato applicato circa 20 anni fa alle travi dei tre pontili fissi del Porto di

Andora ed a distanza di tale intervallo di tempo i pontili si presentano ancora in buono stato benché siano soggetti a continui cicli di entrata ed uscita dall'acqua a seguito delle maree. I due pontili paralleli saranno gettati in opera o prefabbricati e quindi posati con l'ausilio di una autogrù di adeguata portata. Peraltro gru che si dovrà comunque impiegare per la posa dei 2 basamenti già disponibili in zona deposito sul lato nord del Porto.

La stima preliminare dei lavori e delle opere è la seguente:

Descrizione	u.m.	rif.	quantità	prezzo unitario	totale
Escavazioni e livellamento fondali	mq	pontone	200	€ 50,00	€ 10.000,00
Spostamento prefabbricati	a corpo	autogru da 300 t	2	€ 5.000,00	€ 10.000,00
Taglio pali a quota	a corpo	flessibile	8	€ 500,00	€ 4.000,00
Posa in acqua dei 2 prefabbricati	a corpo	autogru da 300 t o pontone	1	€ 5.000,00	€ 5.000,00
Travi in cap larghezza 0,8 m x 12,5 m	m	fornitura	50	€ 300,00	€ 15.000,00
Predalle per supporto getto di livellamento	mq	fornitura	80	€ 100,00	€ 8.000,00
Posa travi in cap	ore	autogru da 40 t	10	€ 120,00	€ 1.200,00
Posa in opera predalle	ore	autogru da 40 t	4	€ 120,00	€ 480,00
Casseri per getti di completamento	mq	posa	36	€ 37,00	€ 1.332,00
Getti di cls di livellamento	mc	fornitura in opera	70	€ 200,00	€ 14.000,00
Micropali di rinforzo banchine	m	fornitura in opera	96	€ 200,00	€ 19.200,00
Getti in cls per sagomatura banchina	a corpo	fornitura in opera	1	€ 1.000,00	€ 1.000,00
Supporti antisismici	a corpo	fornitura in opera	1	€ 2.000,00	€ 2.000,00
Rifiniture	a corpo	fornitura in opera	1	€ 3.000,00	€ 3.000,00
Totale forniture e lavorazioni					€ 94.212,00
Varie ed imprevisti	%		7%		€ 6.594,84
Totale					€ 100.806,84
Totale arrotondato (al netto dell' IVA)					€ 100.000,00

In relazione alle possibilità che con adeguati interventi di rinforzo delle opere di difesa a mare si possa usufruire della banchina sud anche in occasione delle più forti mareggiate si espongono di seguito alcune considerazioni.

RUN-UP E TRACIMAZIONE DELLA DIGA DI SOPRAFLUTTO

La diga di sopraflutto del Porto di Andora è formata, per la parte immersa, prevalentemente da tetrapodi e per la parte emersa da grossi massi da oltre 11 t di peso medio. La pendenza attuale è mediamente inferiore ai 22° (corrispondente ad un rapporto di $1/2,5$). Il muro paraonde si sviluppa dal medio mare a quota + 4,80 m , è largo 3 m e la retrostante banchina è larga circa 19 m tra la sezione n° 7 e la sezione n° 10 (secondo braccio della diga foranea) mentre sul primo braccio (sez- 11 e sez. 12) la larghezza è di circa 29 m.

Il nucleo della diga venne realizzato negli anni '70 utilizzando materiali lapidei di risulta dalla escavazione delle gallerie della autostrada A10, in allora in costruzione. Detto nucleo presenta una elevata percentuale di vuoti a causa anche della modesta consistenza della originaria mantellata esterna che, fino agli anni '90, era costituita solo da tetrapodi da 3,2 mc disposti con una pendenza prossima ad $1/1$. Questo ha comportato lo svuotamento dei materiali più piccoli del nucleo su cui posa la banchina ed ancora oggi, in caso di mare agitato, si evidenzia l'assenza di un adeguato strato di filtro per la gran quantità di aria che fuoriesce dagli sfiati ricavati sulla soletta in c.a. della banchina.



**Porto di Andora (SV) - dettagli del
muro paraonde e mantellata in
tetrapodi - lato sud**

Nel 1998 – 1999 si intervenne trasferendo tutti i tetrapodi presenti sulla mantellata esterna sotto il livello del mare e sostituendoli con massi naturali di IV categoria fino a circa alla quota di – 1 metro rispetto al medio mare. Ne è risultata una sezione con una pendenza originaria di 1 /2,5 , con gli assestamenti intervenuti nel tempo la pendenza media si è un po' ridotta.

Lo scopo del calcolo del run-up e di conseguenza della eventuale portata di tracimazione è quello di verificare la possibilità di accedere alla sommità del muro paraonde nelle condizioni del mare prese in esame.

Nel caso della diga di sopraflutto del Porto di Andora e della retrostante banchina si è accertato (intervistando i marinai dell' AMA- Azienda Multiservizi Andora – Soc. del Comune che gestisce il Porto) che, nel corso degli ultimi 14 anni, il muro è stato superato solo in un limitato numero di occasioni in corrispondenza della estremità della diga e cioè nella zona in cui è stata rilevata la sezione n° 7 (rif. tavole grafiche in allegato)

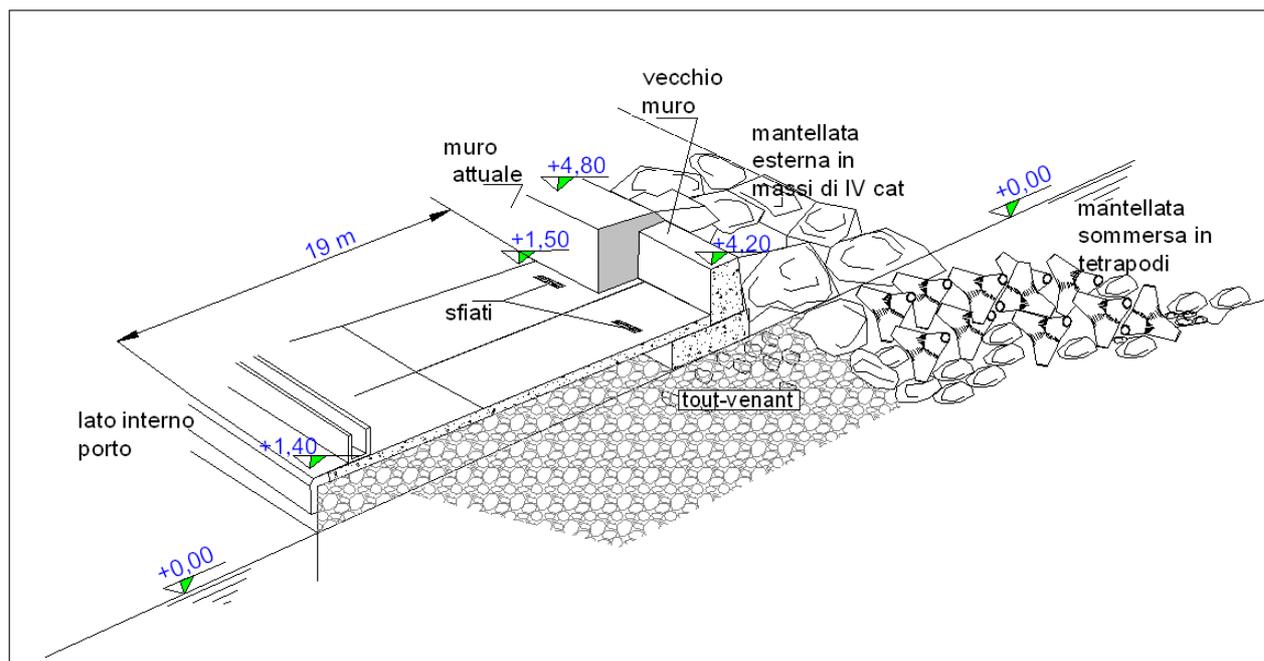
La tracimazione si verifica anche nella parte terminale della diga e fino alla testata dove la quota del muro è limitata a + 4,00 m sul l.m.m., ma non è un problema sia per le persone a cui è interdetto l'accesso che per la struttura in quanto sul lato interno è presente un'ampia scogliera di massi di 4[^] cat. che assorbe agevolmente la portata tracimata.

Per quanto riguarda il primo braccio la verifica si è imposta perché si prevede di realizzare un edificio dedicato alla nautica. Nel secondo braccio si prevedono invece delle cale a ridosso del paramento interno dell'attuale muro paraonde.

I fondali antistanti la diga sono molto bassi sul lato del primo braccio mentre risultano più profondi lungo il secondo braccio, con un massimo di 4,8 m in corrispondenza della sezione n° 7. (rif. Rilievi batimetrici effettuati dalla Drafin Survey srl).

La formazione di una berma e l'intasamento con altri massi tra i vuoti nella scarpata in tetrapodi e i massi della attuale scarpata tra la quota della sommità della prevista berma (- 2,50 m) e quota -1 m porterebbe ad una riduzione della portata che attualmente attraversa lo strato di tout-venant che costituisce il nucleo. Il vantaggio sarebbe quindi anche strutturale.

Il muro paraonde del molo di sopraflutto , lato sud, del Porto di Andora ha una quota di + 4,80 m sul liv. medio mare. Il progetto originario prevedeva invece una quota di + 6,0 m s.l.m.. Per vari motivi, tra cui quello di non impedire la vista del mare dalla zona di entrata al porto, la sopraelevazione del muro originario la cui quota era di circa 4,20 m è stata appunto portata a 4,80 m e la larghezza in sommità da 1,30 m a 3 m.

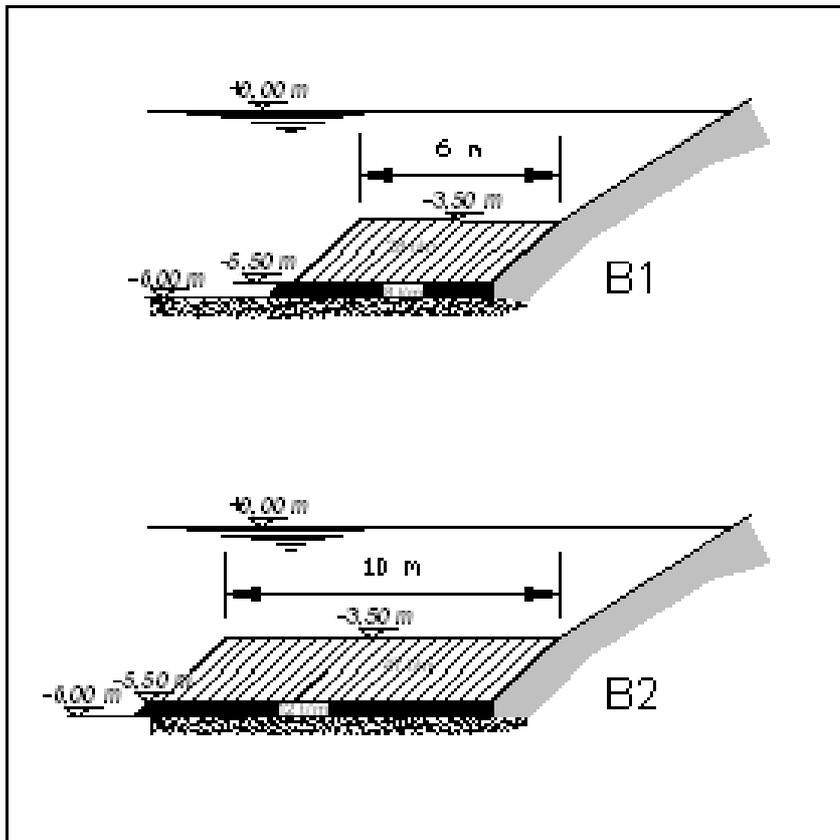


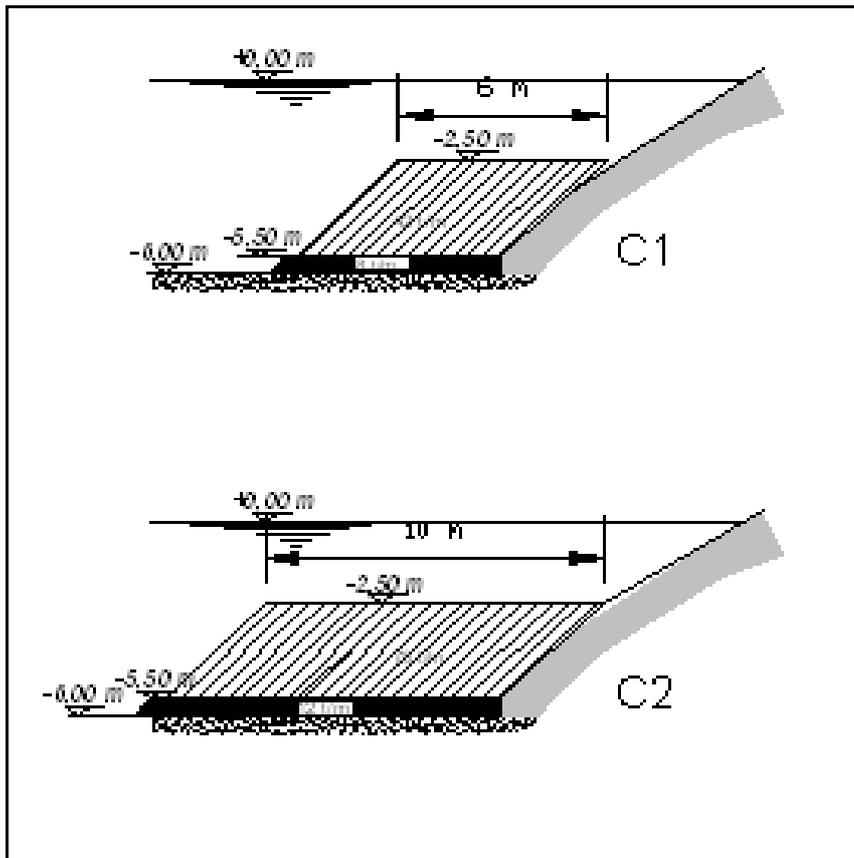
Questa soluzione ha soddisfatto nell'ultimo decennio gli aspetti di stabilità statica. Infatti da un controllo recente è risultato che tutti i giunti di dilatazione non presentano assestamenti differenziali. Per contro, in alcuni tratti, in occasione delle mareggiate più intense si riscontra una portata di tracimazione non trascurabile. La notevole larghezza della banchina a tergo non ha mai consentito che fossero interessate dal fenomeno le imbarcazioni ormeggiate, il parcheggio a ridosso del muro invece non è utilizzabile in condizioni di mare agitato. Nel tempo si sono effettuati diversi studi per valutare l'entità del fenomeno e le possibili soluzioni nella eventualità di non alzare il muro paraonde, intervento quest'ultimo oltre che critico sotto il profilo paesaggistico comporterebbe non solo una ulteriore sopraelevazione di 1,20 m ma anche un consistente allargamento della sezione del muro stesso, il tutto a costi molto elevati.



Nel 1998 l'Amministrazione comunale affidò l'incarico al Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima e Geotecnica dell'Università di Padova di studiare il comportamento della diga e muro paraonde sotto l'azione di varie onde e di valutare l'efficacia di un rinforzo o risagomatura della mantellata esterna. Lo studio fu effettuato in laboratorio su modello 2D. La mantellata risultò stabile ma, come verificato in scala reale, la sezione attuale dell'opera di difesa non fornisce sufficienti garanzie in relazione alla portata di tracimazione. Dalle prove fisico il ru-up e la portata ad esso associata risultò che una berma di 10 m consentiva ancora un superamento del muro paraonde ma in allora il fondale, in corrispondenza della sezione 7 era di 6 m e non di 4,90 m come accertato nel 2012, pari all'attuale quota..

I risultati dello studio dell'Università di Padova evidenziarono come con la formazione di una berma al piede della mantellata sommersa si potevano ottenere buoni risultati senza la necessità di sopraelevare il muro paraonde. Furono studiate 4 configurazioni della berma, 2 con la sommità a quota - 3,50 m (B1 e B2) e 2 a quota - 2,50 m (C1 e C2). La configurazione che, sperimentalmente, fornì i migliori risultati fu quella denominata “ C2 “ che comportava una berma a quota - 2,50 m e della larghezza di 10 m.





Rinforzi al piede della scogliera



**Porto di Andora (SV) - Mareggiate del febbraio '89 e novembre '92 -
sono evidenziate le tracimazioni del muro paraonde**



**Porto di Andora (SV) - Mareggiate del febbraio '89 e novembre '92 -
sono evidenziate le tracimazioni del muro paraonde**

Con successive verifiche, da uno studio del 2013, si calcolarono in $2,5 \div 0,3 \text{ l/s} * \text{ m}$ le portate di tracimazione. Valori verificati in base anche ad un rilievo batimetrico che evidenziò come dal 1998 il fondale marino al piede della mantellata si fosse innalzato.

I volumi da porre in opera per la risberma con la soluzione più cautelativa risultano dalla seguente tabella:

Caso con sezione tipo C2			
sezione	mq		
		distanza	mc
7	16,30		
		87,5	1063,13
8	8,00		
		87,5	826,88
9	10,90		
		116	1380,4
10	12,90		
		57	367,65
11	4		
		64	256
12	3,5		
		27	94,5
Totale mc			3.988,56
Totale tonnellate ($\phi = 0,75$; $\gamma = 2,6 \text{ t/mc}$)			7.777,70
Prezzo a €/t(massi 3 [^] cat)			72,08
Importo di massima per adeguamento scogliera			€ 560.616
Spese tecniche , varie e imprevisti			€ 45.000
Totale			€ 605.616

Le foto seguenti illustrano la situazione in cui è la base della mantellata esterna



Massi di oltre 10 t nella parte esterna mentre nella parte sommersa sono sostituiti da tetrapodi da 8 t e massi di 1^a e 2^a categoria.



I tetrapodi alla base sono stati “risucchiati “ nel fondale sabbioso .







Nell'ottica di intervenire con modifiche all'area portuale si è presa in esame la situazione nella zona a nord-est con una valutazione dell'esposizione ai fenomeni di run-up e di tracimazione del molo di sottoflutto e quindi del molo di sopraflutto nel 2° e nel 1° braccio del Porto turistico.

Di seguito si riportano le verifiche di calcolo

INDICE

1. PREMESSA
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE
3. ANALISI DELLE VARIAZIONI DEL LIVELLO MEDIO MARINO
 - 3.1 Effetto della marea astronomica
 - 3.2 Effetto della marea meteorologica
 - 3.3 Dislivelli di marea complessivi
4. STIMA DELL'ALTEZZA DELL'ONDA DI PROGETTO
5. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI AFFIORAMENTO (RUN-UP) E DI TRACIMAZIONE (OVERTOPPING) DELL'ONDA INCIDENTE SUL MOLO DI SOTTOFLUTTO
6. CONCLUSIONI

1. PREMESSA

La presente Relazione Tecnica ha la finalità di valutare l'entità degli eventi di risalita dell'onda incidente di progetto (fenomeno brevemente richiamato dal termine anglosassone "run-up") e le rispettive condizioni che possono eventualmente determinare la tracimazione in corrispondenza del molo di sottoflutto dell'Approdo turistico del Comune di Andora (SV). Tali analisi risultano di particolare rilevanza in considerazione degli effetti negativi che il fenomeno trattato potrebbe generare, sulla porzione in esame dello scalo marittimo e potenzialmente interessata, in termini di disservizio e, in casi estremi, di danni a persone e/o beni coinvolti. Occorre, comunque, precisare che tipicamente le barriere di sottoflutto sono collocate in prossimità dell'imbocco del bacino portuale che concorrono a preservare, conseguentemente esse sorgono in zone relativamente meno esposte agli attacchi delle ondate presenti, data la consueta posizione delle principali strutture di difesa (dighe di sopraflutto) a servizio dei porti e disposte, quindi, in modo da contrastare i maggiori interventi da parte del moto ondoso incidente. Pertanto le dighe di sottoflutto sono normalmente meno interessate, rispetto alle citate barriere protettive primarie, da effetti di sormonto da parte delle ondate che raggiungono il sito d'interesse. Ciò nonostante, appare logico e cautelativo procedere nella valutazione dell'entità della tracimazione associata al suddetto molo di sottoflutto, considerate le attività turistico - ricettive insediate proprio anche in tale area d'interesse dell'Approdo della Città di Andora e tenuta in conto anche la possibilità di inserire a tergo della diga appena richiamata, manufatti destinati ad incrementare i servizi offerti dallo scalo marittimo trattato.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il Porto del Comune di Andora è un approdo turistico che attualmente comprende complessivamente 862 posti barca all'anno dei quali 79 riservati al transito e dotato di una banchina riservata a pescatori professionisti. Tale marina, la cui imboccatura è disposta a levante, come atteso nel contesto territoriale in cui è localizzata, dati i mari di maggiore rilevanza che interessano la costa ligure ed associati a venti di Libeccio, è collocata a circa 1 Km ad Ovest dal limitrofo promontorio di Capo Mele e più precisamente essa è situata in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche: 43°57',04 Nord e 08°09',59 Est. Le batimetrie dei fondali dello specchio acqueo costituente il bacino portuale trattato vanno, secondo le informazioni tratte dal Piano portuale dell'Approdo turistico, da un valore massimo pari a 4.5 m ad un valore minimo e puntuale risultante pari a 0.8 m in corrispondenza di una specifica area antistante la banchina a

terra. Di seguito s'illustra graficamente il contesto territoriale in cui è situato il Porto turistico di Andora:



L'opera di difesa primaria deputata alla preservazione lo specchio acqueo interno all'approdo considerato è costituita da una diga a gettata che, formata da massi naturali di natura calcarea di IV Categoria e dotata in sommità da un muro paraonde verticale, si sviluppa secondo un orientamento che dal ramo di radice segue una direzione Ovest-Est.

Le strutture protettive a servizio della Marina trattata sono poi completate ovviamente da un molo di sottoflutto, la cui posizione e geometria attuali originano da un intervento di ampliamento della superficie del bacino portuale citato. Inoltre, tale diga di sottoflutto risulta composta da una scogliera formata da massi naturali di origine calcarea (roccia sedimentaria) posizionati in corrispondenza di un fondale sabbioso e costituenti una mantellata la cui parte sommitale è integrata da una sovrastruttura. Il più recente molo di sottoflutto protegge quindi ad Est lo specchio acqueo interno che risulta suddiviso in due porzioni dalla vecchia diga di sottoflutto.

In particolare, quest'ultimo manufatto di difesa e costituente la barriera di sottoflutto che protegge lo scalo marittimo di Andora è esposto ad un determinato e ristretto settore di traversia corrispondente ai venti di Scirocco che spirano sul Mar Ligure, risultando quindi parzialmente protetto nei confronti dell'azione di tali mari, grazie alla presenza del vicino promontorio di Capo Mele già richiamato.

Un'ulteriore peculiarità che denota con chiarezza il grado di esposizione al moto ondoso della diga a gettata trattata, è rappresentata dalla contiguità di una porzione dell'opera di difesa stessa di con un arenile posto in adiacenza, per un tratto di estensione lineare pari a circa 30 m, alla radice del molo di sottoflutto esaminato.

A tergo dell'attuale conformazione di quest'ultima struttura protettiva trova spazio una banchina pedonale e carrabile sulla cui estensione sorgono tre pontili d'ormeggio ed in prossimità

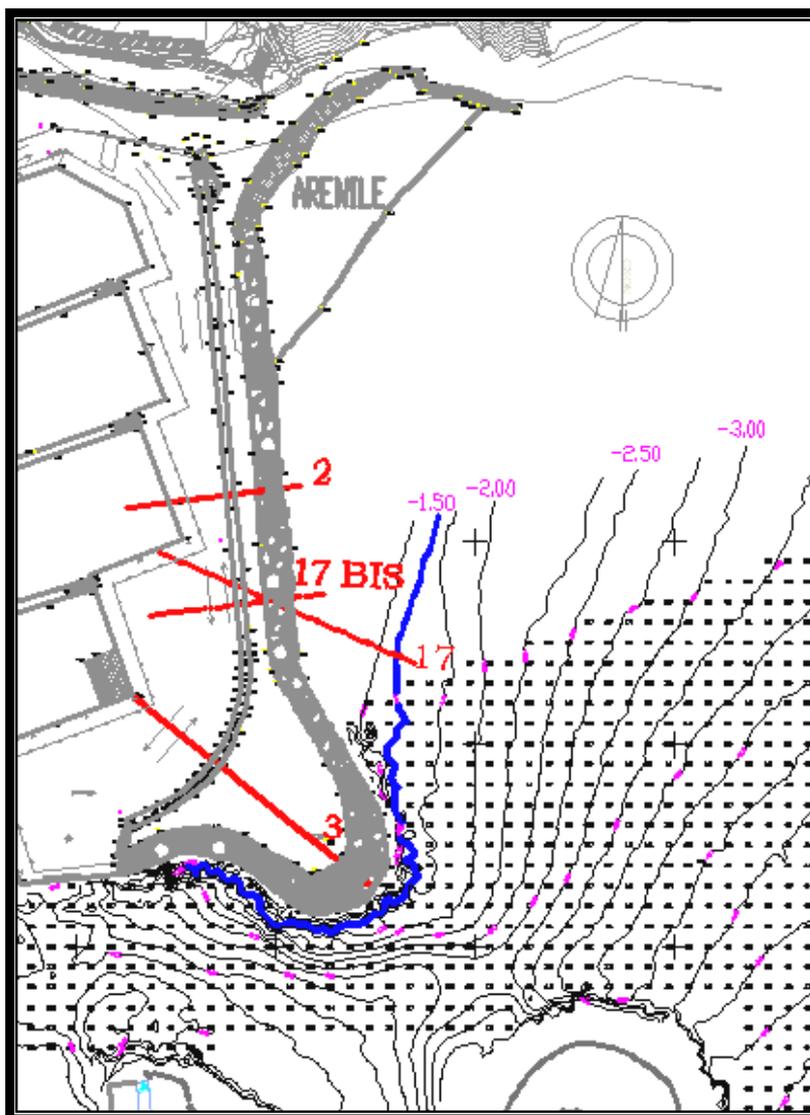
dell'estremità protetta di tale opera nasce uno scivolo di varo ed alaggio per natanti di lunghezza fino a 4.5 m.

È previsto, inoltre, un intervento che interesserà il muro paraonde del molo di sottoflutto in esame con incremento della sua stessa quota di sommità fino a raggiungere il livello di + 4 m sul mare medio assunto, che origina dalla necessità di offrire un maggiore grado di protezione ai manufatti di servizio che saranno realizzati a breve in corrispondenza dell'area a tergo di tale opere di difesa considerata.

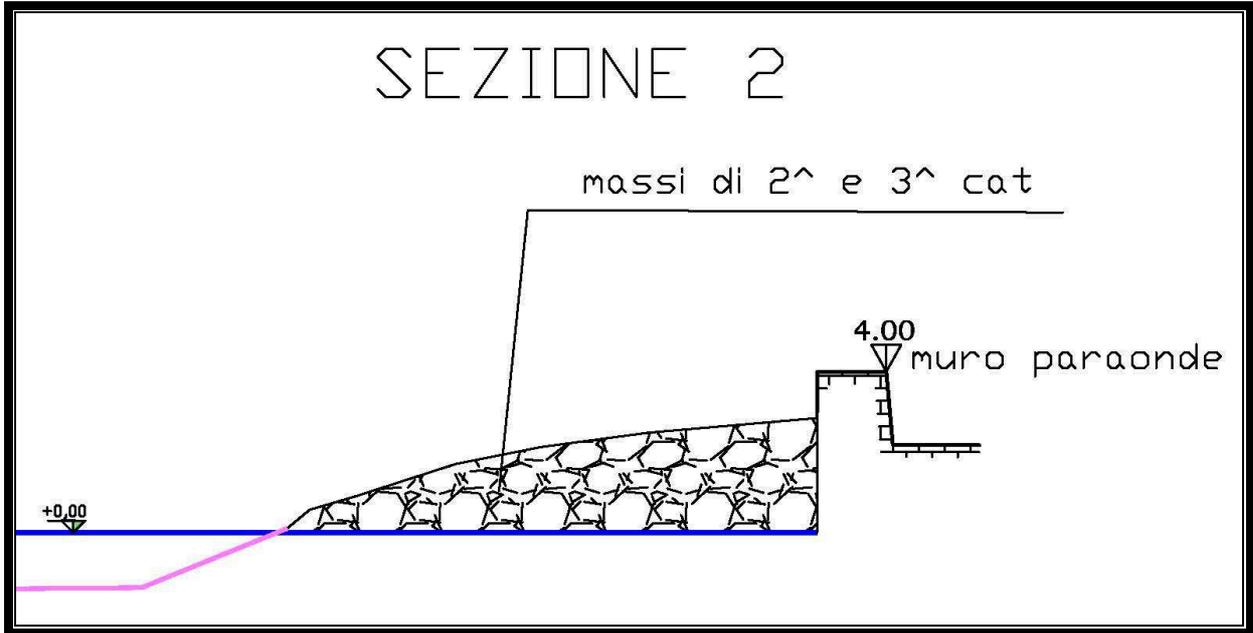
Di seguito s'illustra un'immagine del molo di sottoflutto considerato dalla presente analisi:



Le profondità in corrispondenza dei fondali antistanti alla scogliera del molo di sottoflutto oggetto di studio, sono facilmente deducibili, con adeguata precisione, dai rilievi batimetrici di cui di seguito si riproducono graficamente le rispettive rilevazioni, evidenziando, contempo, le tre sezioni della diga a gettata in esame analizzate dal presente Lavoro e la corrispondente batimetria tenuta in conto nei calcoli successivamente sviluppati:



Ai fini, quindi, del corretto e completo sviluppo della presente analisi rivolta a quantificare l'entità di un possibile fenomeno di tracimazione in corrispondenza della barriera di sottoflutto considerata, viene presa in esame la geometria dei profili d'interesse di tale struttura protettiva (fattore di imprescindibile rilevanza nell'ambito dei calcoli predisposti), introducendone, successivamente, i profili delle sezioni numero 2, 17, 17 bis e 3, nei quali viene indicato anche il valore della quota di sommità del muro paraonde, la cui parte sommitale è previsto raggiunga, mediante un intervento integrativo, quota + 4 m sul livello medio del mare assunto, così come rilevato in corrispondenza dei quattro contesti appena richiamati (si precisa sin d'ora che dato l'orientamento obliquo della sezione numero 17 rispetto all'asse longitudinale della scogliera di sottoflutto, ai fini di una corretta e completa individuazione dei valori di risalita e di tracimazione dell'onda incidente di progetto ricercati dal presente Studio, si è resa necessaria l'identificazione di un'ulteriore profilo, identificato quale sezione numero 17 bis, che fosse posizionato ortogonalmente rispetto alla direttrice suddetta):





Completa la descrizione del Porto turistico di Andora, l'informazione secondo la quale questa infrastruttura è insediata in un'area esposta a rischio sismicità di livello medio (zona 2 secondo il D.G.R. 216 del 17/03/2017 con oggetto O.P.C.M. 3519/2006. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria). Si rende, pertanto, opportuno precisare che la presente valutazione dovrà essere oggetto di adeguato aggiornamento, qualora l'opera di difesa esaminata (ossia il molo di sottoflutto dell'Approdo turistico citato) sia interessata da fenomeni sismici, il cui effetto destabilizzante potrebbe comprendere anche variazioni dell'assetto geometrico e quindi della rispettiva quota di sommità di tale barriera a gettata, con conseguenti

ricadute sul grado di esposizione delle persone e delle attività presenti a tergo di essa, in relazione ad eventi legati al sormonto dell'onda incidente su questa stessa struttura marittima.

3. ANALISI DELLE VARIAZIONI DEL LIVELLO MEDIO MARINO

Sotto il profilo progettuale risulta fondamentale analizzare le variazioni quasi statiche del livello medio del mare indotte sia dalla marea astronomica e sia da quella meteorologica.

Prescindendo dai modesti dislivelli (pari a pochi centimetri) imputabili a variazioni stagionali di densità del mare e a fenomeni di eustatismo, le escursioni di livello della superficie marina sono principalmente dovute ai due fenomeni sopraindicati: marea “astronomica” e marea “meteorologica” (indotta essenzialmente dall'azione del vento e dalle variazioni di pressione atmosferica). Di seguito pertanto si esaminano separatamente i due differenti effetti correlati ai mutamenti della quota assegnata al livello medio del mare assunto.

3.1 Effetto della marea astronomica

La marea astronomica, dovuta principalmente all'azione esercitata dal campo gravitazionale del sole e della luna sulle masse oceaniche, ha, presso il Mare Ligure, un andamento di tipo semidiurno (periodo medio pari a 12 ore e 30 minuti circa) con due massimi e due minimi durante la giornata di cui un massimo ed un minimo in genere più accentuati rispetto all'altro. Le ampiezze dell'oscillazione sono alquanto contenute: dai dati di marea, tratti da pubblicazioni correlate ai dati forniti dall'Istituto Idrografico della Marina Militare, sono state ricavate le rispettive oscillazioni giornaliere. Per il caso in esame l'andamento temporale risultante è di tipo semidiurno (periodo medio pari a 12 ore e 30 minuti circa) con due alte maree e due basse maree al giorno di ampiezza diversa (marea di tipo sinodico-declinazionale). Le escursioni di marea astronomica sono contraddistinte da una periodicità bisettimanale distinta nelle fasi di sizigie (luna piena e nuova) e di quadratura. Mediamente l'oscillazione di marea astronomica da assumere rispetto al livello medio marino (dislivello minimo e massimo livello diurno) è pari a circa ± 20 cm.

Tale entità sarà successivamente considerata nell'ambito della valutazione del valore dell'altezza dell'onda di progetto incidente in corrispondenza delle sezioni esaminate e come sopra definite.

3.2 Effetto della marea meteorologica

Le variazioni del livello medio marino indotte da cause meteorologiche vengono indicate con il termine di marea meteorologica. Le due cause principali che possono dar luogo alle accennate variazioni di livello sono costituite dalle variazioni di pressione atmosferica rispetto alla pressione normale al suolo (effetto barico inverso) e dall'azione dei venti persistenti sulla superficie del mare al di sopra della piattaforma continentale.

Per ciò che concerne la prima causa, ossia sopralzo ed abbassamento barico (legati al passaggio dei cicloni ed anticicloni), è noto che alla variazione di 1 mb della pressione atmosferica al suolo (il cui valore medio è pari a circa 1013 mb) corrisponde una variazione del livello marino di segno opposto e uguale approssimativamente a 1 cm. Per valutare i valori massimi di variazione del livello medio del mare assunto, sono stati ricercati i minimi e massimi valori barometrici registrati nella zona. Il massimo valore rilevato è risultato di 1040 mb, cui corrisponde un abbassamento locale del livello medio del mare pari a 27 cm. Il minimo barometrico pari addirittura a circa 979 mb, dell'ordine di grandezza dei valori tra i più bassi rilevati negli ultimi 200 anni, è stato registrato in occasione delle recenti mareggiate che nell'Ottobre del 2018 hanno interessato la costa ligure con mari mossi da venti di Libeccio. Tale depressione di notevole rilevanza ha determinato un corrispondente innalzamento del livello medio marino presso l'area litoranea d'interesse pari a 34 cm. Per quanto riguarda la seconda causa dei cambiamenti del livello del mare generati da fenomeni meteorologici, l'azione dei venti persistenti sulla superficie del mare al di sopra della piattaforma continentale (profondità inferiori a circa 200 m) può dar luogo a fenomeni di innalzamento della quota media del mare in corrispondenza delle coste disposte sottovento rispetto alla direzione di azione del vento ed a corrispondenti abbassamenti di tale livello medio marino nei litorali orientati sopravvento. L'entità di questi ultimi sono in genere modeste e di non agevole determinazione. Per quanto riguarda invece il calcolo del massimo sopralzo di tempesta, si può ricorrere alla seguente relazione:

$$S = \frac{K_p \cdot L_{piattaforma} \cdot U_w^2}{g \cdot (D_{piattaforma} - d - S)} \cdot \ln\left(\frac{D_{piattaforma}}{d + S}\right)$$

nella quale i termini introdotti hanno il seguente significato:

- K_p è un valore costante assunto pari a $3 \cdot 10^{-6}$;
- U_w rappresenta la massima velocità del vento persistente pari a 22 m/s;
- $L_{piattaforma}$ costituisce l'estensione della piattaforma continentale assunta, presso il sito esaminato, pari a circa 1500 m oltre la linea di riva;

- $D_{\text{piattaforma}}$ è assunto in circa 20 m e rappresenta la profondità media della piattaforma continentale nel tratto costiero in esame;
- d costituisce la profondità di calcolo del sopralzo S ed è pari a 1.5 m (profondità dell'area marina considerata antistante il molo di sottoflutto oggetto del presente Studio).

Inserendo nella precedente espressione i valori sopra indicati si ottiene, secondo una legge esponenziale, un valore di sopralzo pari a $S = 0,03$ m in corrispondenza della batimetria d'interesse. Osservando l'entità del dato appena ricavato, risulta evidente come il sopralzo di cui sopra assuma valori minimi in rapporto alle altre grandezze coinvolte nel processo di analisi trattato.

3.3 Dislivelli di marea complessivi

In definitiva, sommando i vari contributi positivi e negativi, illustrati nei due precedenti paragrafi della presente Relazione Tecnica, afferenti agli effetti sul livello medio del mare da parte delle maree astronomiche e meteorologiche si ricavano i seguenti massimi dislivelli totali rispetto al livello medio del mare assunto:

- massimo innalzamento (dislivello positivo rispetto alla quota attribuita al livello medio del mare) = 20 cm + 34 cm + 3 cm = 57 cm
- massimo abbassamento (dislivello negativo nei confronti della quota attribuita al livello medio marino) = 20 cm + 27 cm = 47 cm

Inoltre, si devono considerare le variazioni a lungo termine dovute a fenomeni di eustatismo (fenomeno di innalzamento o abbassamento a scala globale del livello medio dei [mari](#), non dipendente da fenomeni locali quali la subsidenza, ma correlato a svariati fattori tra cui glaciazioni e disgeli che comportano variazioni di [volume](#) dell'[acqua](#) con il successivo e rispettivo abbassamento o innalzamento del livello marino): le attuali proiezioni prevedono un progressivo e generalizzato innalzamento del livello medio del mare dovuto all'incremento della temperatura terrestre (effetto serra) stimabile in circa 30 cm nei prossimi 50 anni. Valutazioni meno pessimistiche considerano possibili incrementi di tale livello appena citato poco superiori a quelli registrati nell'ultimo millennio (dell'ordine di 10 cm al secolo).

Infine, è possibile calcolare il massimo sopralzo sommando tutti i diversi contributi di oscillazione del livello marino, ma considerando che, in generale, non si verifica la completa simultaneità dei vari effetti dovuti ai fenomeni sopra descritti ed afferenti ai sopralzi di carattere meteorologico ed astronomico. In riferimento a quanto appena espresso, si può cautelativamente

assumere una riduzione del 10% per il sopralzo massimo che contempla simultaneamente i sopramenzionati effetti indotti dalle maree di carattere meteorologico ed astronomico. A questo punto, se ne ricava che il massimo livello marino da prendere in carico ai fini dell'analisi riguardante l'esposizione al fenomeno della tracimazione in corrispondenza del molo di sottoflutto esaminato può essere, prudenzialmente, posto pari a circa + 0.5 m al di sopra del livello medio del mare, tenendo anche conto che l'elevazione dell'onda generata dalle condizioni di frangimento si risente in prossimità della linea di costa e pertanto alle profondità trattate. Tale entità del sopralzo appena individuata sarà sommata alla profondità alla quale viene calcolata l'altezza d'onda incidente al frangimento considerata dal presente Studio e come illustrato nel Capitolo successivo.

4. STIMA DELL'ALTEZZA DELL'ONDA DI PROGETTO

Nella presente sezione si provvede a quantificare l'altezza dell'onda di progetto, in considerazione del fatto, come anticipato in precedenza, che il molo di sottoflutto oggetto di studio è tipicamente esposto, data la sua disposizione ed orientamento, come già definiti, ad un moto ondoso generato da venti di Scirocco e che pertanto originano da Sud-Est.

Inoltre, nell'ambito della valutazione delle caratteristiche del moto ondoso incidente in corrispondenza del molo di sottoflutto esaminato, si osservano le batimetrie antistanti al piede di tale struttura di difesa (assunte prudenzialmente, così come ricavato dai dati acquisiti, pari a circa - 1.5 m rispetto al livello medio marino sopra richiamato) e, cautelativamente, si valutano, date le basse profondità alle quali è collocata questa stessa barriera, i valori estremi delle ondatazioni in condizioni di frangimento, da utilizzare nel calcolo del valore associato al parametro della tracimazione ricercato dal presente Studio. Pertanto, proprio per considerare sia il limite indotto dal frangimento sull'altezza d'onda significativa in corrispondenza delle profondità di riferimento e sia dell'irregolarità del moto ondoso, si è adottata la relazione sperimentale ricavata da Kamphuis (1991) per onde irregolari e verificata attraverso svariate prove di laboratorio. Tale espressione empirica risulta funzione della sola pendenza media m , assunta costante, del fondale antistante alla barriera a gettata in esame e, mediante l'applicazione di parametri tarati sulla base del lavoro di ricerca svolto e citato, permette di calcolare il cosiddetto indice di frangimento γ che rappresenta il rapporto tra l'altezza d'onda e la rispettiva profondità alla sezione di frangimento (ossia tale coefficiente appena nominato è deducibile dalla relazione: $\gamma = \frac{H_f}{h_f}$). Più

precisamente, la formulazione sperimentale appena nominata e proposta da Kamphuis (1991) per le basse profondità è di seguito indicata:

$$\gamma = \frac{H_f}{h_f} = 0.56 \cdot \exp^{3.5 \cdot m} \Rightarrow H_f = h_f \cdot 0.56 \cdot \exp^{3.5 \cdot m}$$

nella quale m è appunto la pendenza media del fondale considerato a profondità maggiori rispetto a quella associata al frangimento ed h_f rappresenta la profondità di frangimento, incrementata nei calcoli dall'innalzamento mareale suddetto.

Sulla base di quanto appena descritto, appare evidente come l'altezza dell'onda incidente valutata in condizioni di frangimento e ricavata secondo la relazione empirica appena introdotta risulti dipendente dalla pendenza del fondale antistante al molo di sottoflutto trattato e variabile in funzione della sezione d'interesse analizzata.

Per tale ragione, di seguito si riportano, in maniera riepilogativa, i valori delle altezze d'onda incidenti al frangimento ricavate secondo la procedura sperimentale sopra illustrata per le tre sezioni in esame:

	Pendenza del fondale antistante alla mantellata (%)	Altezza d'onda incidente al frangimento (m)
SEZIONE 2	$\approx 1\%$	1.16
SEZIONE 17	$\approx 6\%$	1.4
SEZIONE 17 BIS	$\approx 5\%$	1.3
SEZIONE 3	$\approx 13\%$	1.74

Tali valori appena introdotti per le altezze d'onda incidenti in condizioni di frangimento in corrispondenza dei profili esaminati e ricavati dall'espressione proposta da Kamphuis (1991), corrispondono ad un eventi ondosi sviluppati alla profondità presa in esame ed associati rispettivamente a periodi di ritorno approssimativamente pari a:

- 2 anni per l'onda incidente in corrispondenza della sezione numero 2;
- 7 anni per l'ondazione incidente in corrispondenza della sezione numero 17;
- 5 anni per l'onda incidente in corrispondenza della sezione numero 17 bis;
- 50 anni per l'ondazione incidente in corrispondenza della sezione 3.

I valori delle altezze d'onda incidenti in condizioni di frangimento ricavati risultano assolutamente compatibili con il livello di sicurezza richiesto per opere marittime così come definito al paragrafo n. 2.1.4.5 di cui al Testo di riferimento nominato "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" del Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici

che permettono di identificare la vita utile dell'infrastruttura in relazione alla tipologia di opera, come di seguito schematizzato:

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

Da quanto appena illustrato si deduce che il livello di sicurezza assegnato all'infrastruttura portuale esaminata sia individuabile in un valore pari a 2, a cui è attribuito una vita utile dell'opera portuale considerata uguale a 50 anni.

Il tempo di ritorno T_R definito in accordo con il Testo tecnico di riferimento intitolato "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" del Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici è dedotto dalla seguente relazione:

$$T_R = \frac{T_v}{(-\ln(1 - p_f))}$$

nella quale T_v rappresenta la durata minima dell'opera determinata in relazione alle sue caratteristiche funzionali ed al livello di sicurezza richiesto e p_f rappresenta la massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita dell'opera.

Per la valutazione del danno ammissibile è stata considerata, come successivamente schematizzato, la probabilità relativa alle condizioni di danneggiamento incipiente essendo la tipologia di opera di difesa trattata costituita da strutture flessibili e riparabili.

La tabella di seguito rappresentata e tratta dal Documento tecnico sopra richiamato, riporta un valore della probabilità di danneggiamento p_f pari a 0.5, per un rischio moderato per la vita umana, per un livello di danneggiamento incipiente e per una ripercussione economica assunta di entità piuttosto bassa ed afferente ad interventi manutentivi riguardanti la riparazione dell'eventuale danno stesso:

Danneggiamento incipiente	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Ripercussione economica		
Bassa	0.5	0.3
Media	0.3	0.2
Alta	0.25	0.15

Sulla base dei parametri selezionati, il tempo di ritorno di progetto dell'opera risulta pari a circa 73 anni. Tale entità, normalmente approssimata per eccesso (ossia a 100 anni) nell'ambito del dimensionamento di barriere di difesa, risulta di valore superiore ai tempi di ritorno associati, come sopra illustrato, alle onde incidenti estreme e quindi in condizioni di frangimento, agenti in corrispondenza delle sezioni d'interesse.

Tale circostanza evidenzia come il molo di sottoflutto non sia pertanto soggetto ad ondate che possono comprometterne irrimediabilmente la funzionalità alla quale esso è destinato.

L'altezza dell'onda incidente, valutata cautelativamente in condizioni di frangimento presso la batimetria ricavata al piede del molo di sottoflutto in esame, è incrementata, oltre che dal valore complessivo suddetto e correlato alle maree astronomiche e meteorologiche, anche del contributo generato dalla riflessione dell'onda incidente in corrispondenza del paramento inclinato della mantellata del molo di sottoflutto costituita da massi naturali. Tale fenomeno appena citato, favorito da determinate condizioni di parziale stazionarietà del moto ondoso caratterizzate dalla coincidenza della cresta dell'onda riflessa con quella dell'ondatazione incidente e contrastato dall'effetto dissipativo generato dai blocchi lapidei costituenti lo strato esterno della barriera a gettata interessata dall'evento di riflessione considerato, contribuisce ad aumentare puntualmente, di circa il 20%, l'energia dell'onda incidente e presente presso la fascia di mare antistante al molo di sottoflutto, elevandone l'altezza e quindi l'effetto di risalita sul paramento inclinato della mantellata dell'opera di protezione presa in esame.

La valutazione dell'effetto della riflessione del moto ondoso sull'entità assunta dall'onda incidente è sviluppata attraverso il calcolo del coefficiente di riflessione che, in riferimento alle analisi sperimentali svolte da J. W. Van der Meer et al. (2006), è effettuato secondo la seguente formulazione:

$$K_r = \tanh(a \cdot \xi_0^b) = \tanh(0.11 \cdot \xi_0^{0.87})$$

in cui il termine ξ_0 è il parametro di Iribarren che, dedotto dalla relazione
$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}},$$

raffronta l'inclinazione della mantellata su cui interviene l'onda incidente, rispetto alla ripidità di quest'ultima ricavata dalla lunghezza dell'onda spettrale al largo $L_{m-1,0} = \frac{g \cdot T_{m-1,0}^2}{2 \cdot \pi}$ e quindi dal

periodo dell'onda spettrale stimabile a partire dal periodo di picco T_p dello spettro secondo l'equazione $T_{m-1,0} = \frac{T_p}{1.1}$.

Inoltre, nella formulazione appena introdotta ai fini dell'individuazione del valore assegnato al coefficiente di trasmissione K_r , la grandezza H_s rappresenta l'altezza dell'onda al piede dell'opera di difesa esaminata (nel caso in esame coincidente con l'altezza dell'onda in condizioni di frangimento presso la profondità antistante al molo di sottoflutto, aumentata dell'effetto di riflessione trattato e derivante dall'incidenza del moto ondoso sulla scogliera della barriera appena citata) ed i coefficienti numerici a e b assumono rispettivamente le grandezze indicate nell'espressione stessa.

Precisando che una marcata rugosità e permeabilità della superficie della mantellata su cui interviene il moto ondoso incidente corrisponde ad altezze d'onda riflesse minori (quindi a tracimazioni inferiori della diga a gettata esaminata) di quelle di cui ai casi nei quali si hanno condizioni del paramento della scogliera caratterizzate da minima irregolarità e penetrabilità, con conseguente aumento del fenomeno del sormonto da parte del moto ondoso rispetto all'infrastruttura trattata, si perviene, infine, all'individuazione del valore assegnato all'altezza dell'onda riflessa dalla mantellata di massi naturali costituenti lo strato più esterno della gettata del molo di sottoflutto e conseguentemente all'identificazione dell'altezza dell'onda che, contemplando quindi anche gli effetti appena precisati e correlati alla riflessione del moto ondoso, incide effettivamente su tale stessa opera di difesa, in determinate circostanze contraddistinte dalla coincidenza spazio-temporale della cresta dell'onda riflessa con quella appartenente all'ondazione che interviene presso il molo di sottoflutto esaminato. Sulla base di quanto appena presentato, l'entità attribuita alle elevazioni delle onde incidenti di progetto, comprensive dell'effetto di riflessione descritto e considerate nelle successive valutazioni dell'esposizione del molo di sottoflutto ad eventi di risalita e tracimazione da parte del moto ondoso presente, sono risultate pari a quanto di seguito riepilogato:

	Altezza dell'onda riflessa dalla mantellata (m)	Altezza d'onda incidente di progetto (m)
SEZIONE 2	≈ 0.14	1.29
SEZIONE 17	≈ 0.24	1.64
SEZIONE 17 BIS	≈ 0.16	1.48
SEZIONE 3	≈ 0.17	1.91

5. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI AFFIORAMENTO (RUN-UP) E DI TRACIMAZIONE (OVERTOPPING) DELL'ONDA INCIDENTE SUL MOLO DI SOTTOFLUTTO

Un aspetto significativo e certamente non trascurabile nel dimensionamento delle opere marittime in generale ed anche quindi delle strutture a gettata è rappresentato dall'individuazione della quota della barriera difensiva esaminata, la cui corretta definizione comporta valutazioni di tipo tecnico, legate all'interazione tra moto ondoso e struttura protettiva trattata ed, in particolare, connesse anche alla stima dei livelli di affioramento (nominato attraverso l'espressione anglosassone run-up) e della portata associata ad eventi di tracimazione (in letteratura richiamato con il termine in lingua inglese overtopping, che rappresenta il fenomeno del superamento dell'opera marittima da parte delle onde incidenti su di essa). Tali analisi di cui al periodo che precede risultano correlate anche ad aspetti di tipo paesaggistico ed ambientale che, insieme agli altri elementi appena richiamati, contribuiscono nella determinazione della geometria finale dell'infrastruttura in esame.

In generale, il superamento dell'opera marittima da parte dell'azione d'attacco del moto ondoso che interviene su di essa, inizia a verificarsi da determinate entità di altezze d'onda incidenti e varia, in maniera inversamente proporzionale, sulla base del valore assegnato alla quota della porzione di sommità dell'infrastruttura, oltre che delle caratteristiche dello stato del mare che interessa la stessa. Nell'ambito della valutazione sia della risalita dell'onda e sia dalla portata di tracimazione sulle opere a gettata, particolare importanza assume anche la geometria del profilo del paramento direttamente esposto alle ondatazioni e la conformazione trasversale della sovrastruttura situata in corrispondenza della parte sommitale della barriera protettiva esaminata.

L'accettazione o meno della portata associata a fenomeni di sormonto dipende dalle attività che normalmente vengono svolte nell'area immediatamente a tergo dall'opera a gettata e dall'eventuale presenza di attrezzature o strutture in cui le attività stesse sono effettuate.

In ragione di quanto appena definito, è opportuno, ai fini del completamento delle analisi considerate, individuare le probabilità associate al fenomeno di tracimazione con lo scopo di comprenderne il livello d'esposizione della barriera trattata, tenuto in conto che tali valori statistici appena citati risultano rispettivamente correlati sia al rapporto tra la quota di sommità della sovrastruttura che completa l'opera di difesa ed il valore calcolato della risalita dell'onda incidente sul paramento della scogliera esposta all'azione del moto ondoso di progetto e sia alla relazione tra il prodotto tra la quota sommitale della gettata ed il diametro nominale medio dei massi naturali che compongono detto frangiflutti e l'altezza dell'onda incidente di progetto considerata.

Le indagini statistiche appena richiamate e successivamente illustrate, permettono, quindi, di distinguere la possibilità di una tracimazione della diga a gettata trattata, in condizioni di normale esercizio delle funzioni proprie della struttura stessa (difesa del bacino portuale), dalla probabilità riguardante le condizioni di mare estreme che potrebbero provocare danni alle installazioni permanenti disposte a tergo della barriera protettiva considerata.

Inoltre, il fenomeno della tracimazione si caratterizza per la non uniformità della portata del sormonto, sia nello spazio e sia nel tempo, con valori ricavati di tale grandezza da identificare quale media rispetto all'estensione lineare della struttura a gettata per la quale viene analizzato il fenomeno citato. L'identificazione dei limiti ammissibili di tracimazione, unitamente ai criteri di previsione della portata media di tracimazione per metro di lunghezza dell'opera di difesa esaminata, sono stati studiati a livello sperimentale, specialmente negli ultimi anni, da diversi Autori. In particolare, la presente valutazione del valore assegnato alla portata del sormonto da parte dell'onda di progetto incidente in corrispondenza del molo di sottoflutto della Marina del Comune di Andora, è basata sulla procedura del Manuale di riferimento EurOtop la cui ultima e più recente edizione risale al mese di Dicembre dell'anno 2018. A tale proposito, si rende opportuno specificare che il Testo di riferimento "Coastal Engineering Manual" nella sua versione del Settembre 2011 (Parte VI) introduce la tabella VI-5-6 che, come successivamente riprodotta, tratta sinteticamente i limiti ammissibili delle portate di tracimazione e le rispettive condizioni di sicurezza correlate agli stessi valori delle grandezze appena citate:

m ³ /s per m		litri/s per m					
Sicurezza del traffico			Sicurezza strutturale				
	Veicoli	Pedoni	Costruzioni	Difese di argini	Dighe coperte da coperte da vegetazione	Rivestimenti di terrapieni	
10 ⁰							1000
10 ⁻¹				Danni anche se interamente protetti	Danni	Danni anche per lungomari pavimentati	200
						Danni per lungomari non pavimentati	100
10 ⁻²	Assenza di sicurezza a qualsiasi velocità	Molto pericoloso	Danni alla struttura	Danni se la scarpa a tergo non è protetta			20
				Danni se la cresta non è protetta			10
10 ⁻³					Inizio di danno		2
							1
10 ⁻⁴	Da escludere il parcheggio ovunque	Pericoloso per opere coperte da vegetazione e per le dighe a berma orizzontale				Nessun danno	
		Pericoloso per opere a parete					0.1
10 ⁻⁵	Da escludere il parcheggio per dighe a parete verticale	Percorso			Nessun danno		0.03
		difficoltoso ma					0.02
10 ⁻⁶	Non percorribile con sicurezza alle alte velocità	non pericoloso	Qualche danno alle opere accessorie			Nessun danno	0.01
							0.004
10 ⁻⁷	Percorribile con sicurezza a tutte le velocità	Percorso bagnato non difficoltoso					0.001
			Nessun danno				0.0001

Da tale tabella appena riprodotta si evince che si è in presenza di pericolosità per i veicoli in transito (assenza di sicurezza a qualsiasi velocità) e per il transito dei pedoni (molto pericoloso), con valori delle portate medie di tracimazione pari a 1 l/s per m di estensione lineare dell'opera di difesa esaminata e che, per tale valore di portata, la struttura subisce anche dei danni incipienti.

Già con valori della portata di sormonto corrispondenti all'intervallo da 0,1 a 1 l/s per m tale schema di riferimento consiglia di escludere il parcheggio nell'area portuale a tergo dell'opera a gettata trattata, prevedendo per quest'ultima un determinato livello di pericolo nei confronti dei

pedoni che si dovessero trovare a transitare in corrispondenza degli spazi protetti appena citati. Il calcolo dei valori della risalita dell'onda sulla mantellata di blocchi lapidei costituente il molo di sottoflutto esaminato tiene in conto degli effetti combinati di marea astronomica e meteorologica di cui ai precedenti paragrafi, attraverso una maggiorazione assunta pari a + 0.50 m dell'entità della profondità alla quale è stata calcolata l'altezza dell'onda incidente in condizioni di frangimento.

Tale quantità appena richiamata è stata quindi sommata, come precedentemente illustrato, al valore della batimetria presa a riferimento per l'individuazione dell'altezza d'onda incidente di progetto al frangimento ed agente in corrispondenza del molo di sottoflutto trattato.

Richiamando i profili di cui alle sezioni 2, 17, 17 bis e 3, come sopra introdotte e raffigurate a livello grafico, ai fini dell'individuazione dei valori assegnati all'affioramento ed alla portata media di tracimazione dell'onda di progetto che interviene in corrispondenza di tali posizioni e le cui altezze calcolare risultano corrispondenti a tempi di ritorno già definiti nella Sezione numero 4 del presente Lavoro, successivamente si riportano i dati geometrici propedeutici al corretto sviluppo della valutazione effettuata.

Date quindi le geometrie delle sezione trasversali 2, 17, 17 bis e 3 della barriera a gettata considerata (si osservino le rispettive tabelle riepilogative sotto illustrate) e come precedentemente schematizzato a livello grafico, è stato possibile ricavare il valore del Run-up o risalita dell'onda incidente di progetto (in riferimento ad una probabilità di superamento del 2%) in corrispondenza del paramento della mantellata di massi naturali costituenti il molo di sottoflutto esaminato. Di seguito si riepilogano i valori assegnati ai parametri geometrici che descrivono le suddette sezioni di riferimento del molo di sottoflutto considerato, consentendone pertanto l'analisi destinata ad individuare l'entità della risalita su tale stessa barriera a gettata da parte dell'onda incidente di progetto in condizioni di frangimento, nonché la valutazione della portata di tracimazione in condizioni estreme (i termini indicati tra parentesi assumo il significato del corrispondente parametro dimensionale a cui corrispondo, così come richiamato dalle relazioni empiriche successivamente introdotte):

SEZIONE 2	
Parametri dimensionali geometria molo sottoflutto	Valori (m)
Altezza della cresta di sommità della scogliera rispetto al l.m.m. (A _c)	2.85
Altezza della porzione sommitale del muro paraonde rispetto al l.m.m. (R _c)	4

Larghezza orizzontale della parte sommitale della mantellata (G _c)	0
Diametro nominale medio dei massi naturali formanti la mantellata (D _n)	0.55

SEZIONE 17

Parametri dimensionali geometria molo sottoflutto	Valori (m)
Altezza della cresta di sommità della scogliera rispetto al l.m.m. (A _c)	2.62
Altezza della porzione sommitale del muro paraonde rispetto al l.m.m. (R _c)	4
Larghezza orizzontale della parte sommitale della mantellata (G _c)	0
Diametro nominale medio dei massi naturali formanti la mantellata (D _n)	0.55

SEZIONE 17 BIS

Parametri dimensionali geometria molo sottoflutto	Valori (m)
Altezza della cresta di sommità della scogliera rispetto al l.m.m. (A _c)	2.88
Altezza della porzione sommitale del muro paraonde rispetto al l.m.m. (R _c)	4
Larghezza orizzontale della parte sommitale della mantellata (G _c)	0
Diametro nominale medio dei massi naturali formanti la mantellata (D _n)	0.55

SEZIONE 3

Parametri dimensionali geometria molo sottoflutto	Valori (m)
Altezza della cresta di sommità della scogliera rispetto al l.m.m. (A _c)	3.04
Altezza della porzione sommitale del muro paraonde rispetto al l.m.m.	4

(R _c)	
Larghezza orizzontale della parte sommitale della mantellata (G _c)	38.78
Diametro nominale medio dei massi naturali formanti la mantellata (D _n)	0.55

Come normalmente accade nel contesto dell'analisi del comportamento delle opere marittime di difesa, l'identificazione del valore massimo associato al livello di risalita dell'onda sulla mantellata della barriera a gettata, avviene attraverso il calcolo del parametro denominato run-up a cui è attribuita una probabilità di superamento del 2% da parte delle ondate che intervengono presso la stessa opera di difesa (quanto appena espresso significa che, in occasione delle mareggiate di più forte intensità, esiste la possibilità che un numero limitato delle ondate incidenti, pari appunto al 2% del totale, siano in grado di presentare un valore di risalita sul paramento considerato pari a quello dedotto dalle analisi seguenti).

Più precisamente, la stima di tale parametro di risalita dell'onda può essere eseguita, per tipologie di opere di difesa quali quella in esame, tramite le seguenti relazioni sperimentali, proposte dal citato manuale di riferimento EurOtop (2018), derivate in modo da includere le incertezze della predizione stessa, per differenti direzioni d'attacco dell'onda di progetto incidente rispetto alla normale all'asse longitudinale della scogliera di sottoflutto esaminata:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1.75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \Rightarrow R_{u2\%} = H_s \cdot 1.75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0}$$

con un valore massimo come indicato di seguito e da tenere in conto solo se il già introdotto

parametro di Iribarren $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ è maggiore di 1.8:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1.07 \cdot \gamma_{f,surg} \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}} \right) \Rightarrow R_{u2\%} = H_s \cdot 1.07 \cdot \gamma_{f,surg} \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}} \right)$$

I passaggi logici che hanno condotto a tale risultato attraverso l'adozione delle espressioni sopra indicate, vengono descritti successivamente e comprendono anzitutto la definizione dei parametri sotto riportati:

- il termine $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ rappresenta il parametro di Iribarren fornito dal rapporto tra

il valore assegnato alla pendenza media del paramento della scogliera del molo di sottoflutto trattato direttamente esposto all'azione del moto ondoso incidente e la radice quadrata della ripidità dell'onda (tale fattore è ricavato dal rapporto tra l'altezza dell'onda di progetto H_s al piede della sezione d'interesse della struttura di difesa posta in esame e la lunghezza dell'onda spettrale al largo già nominata e dedotta dalla

relazione $L_{m-1,0} = \frac{g \cdot T_{m-1,0}^2}{2 \cdot \pi}$ in cui il valore $T_{m-1,0}$ indica, come già anticipato in

precedenza, il periodo dell'onda spettrale nuovamente stimato a partire dal periodo di

picco T_p dello spettro d'onda considerato attraverso l'espressione $T_{m-1,0} = \frac{T_p}{1.1}$;

- γ_b indica l'eventuale presenza di una o più berme lungo la scarpata della diga ed è assunto pari ad un valore unitario non essendo presenti, in corrispondenza del paramento del molo di sottoflutto, manufatti di tale entità;
- γ_f corrisponde al parametro di scabrezza, equivalente ad 1 per superficie liscia ed impermeabile, il presente caso applicativo corrisponde ad uno strato esterno della scogliera formato da blocchi naturali e per il quale è consigliato un valore di 0.6 se il

citato parametro di Iribarren $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ non supera il limite di 1.8 nella stima del

run-up e di 5 nell'ambito della quantificazione della portata media di tracimazione (il testo di riferimento EurOtop -2018 prevede specifiche relazioni empiriche per il calcolo del coefficiente riduttivo della risalita dell'onda incidente sul paramento per effetto della rugosità dello stesso, qualora siano superati i suddetti valori estremi);

- γ_β individua un coefficiente minore o uguale all'unità che rappresenta l'effetto di riduzione della risalita della onde a causa di una direzione d'attacco dell'onda di progetto incidente obliqua rispetto all'asse longitudinale della struttura di difesa esaminata. In particolare, il valore da attribuire a tale parametro, solo nell'ambito del calcolo della portata media di tracimazione, è determinato attraverso il seguente schema di calcolo come suggerito dal manuale di riferimento EurOtop (2018) già richiamato:

$$\begin{cases} \gamma_{\beta} = 1 - 0.0063 \cdot |\beta| & \text{per } 0^{\circ} \leq |\beta| \leq 80^{\circ} \\ \text{per } |\beta| > 80^{\circ} & \text{si adotta il valore di } \gamma_{\beta} \text{ ricavato per un angolo d'incidenza pari a } 80^{\circ} \end{cases}$$

Nell'ambito della valutazione del run-up il testo appena citato prevede di calcolare il coefficiente adimensionale γ_{β} in modo da differenziare le condizioni caratterizzate da onde definite da un'estensione della cresta rilevante (condizione tipica delle onde cosiddette di mare lungo o swell) e quelle contraddistinte da una larghezza della cresta minima (condizione tipica del moto ondoso agitato e al quale corrisponde una forte dispersione della direzione d'attacco delle singole onde, rispetto a quella prevalente e quindi una deviazione dell'incidenza dell'onda rispetto all'ortogonale all'asse longitudinale della diga considerata).

Precisando che in casi di attacco ortogonale all'asse longitudinale della barriera di difesa, il coefficiente γ_{β} assume sempre un valore unitario, per le sezioni prese in esame, così come raffigurate in precedenza, la valutazione del run-up al 2% di probabilità di superamento, è stata sviluppata considerando cautelativamente il parametro γ_{β} più gravoso in funzione delle angolazioni d'incidenza da parte del moto ondoso presente in corrispondenza del molo di sottoflutto. In particolare, per le sezioni numero 17, 17 bis e 2, tali condizioni sono rappresentate dal calcolo sotto indicato e riguardante l'identificazione del coefficiente adimensionale appena considerato ed introdotto nella valutazione della risalita dell'onda, contraddistinta da un'ampia cresta, in corrispondenza del paramento inclinato in esame:

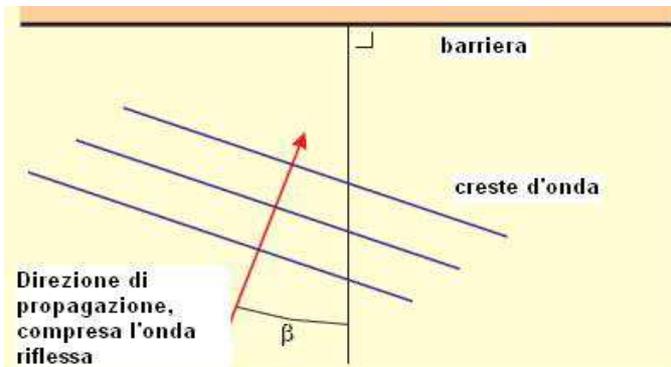
$$\gamma_{\beta} = \cos^2(|\beta| - 10^{\circ}) \text{ con un minimo di } \gamma_{\beta} = 0.6 \text{ e } \gamma_{\beta} = 1 \text{ per } 0^{\circ} \leq |\beta| \leq 10^{\circ}$$

Per ciò che concerne il solo profilo numero 3, la situazione d'attacco peggiore è caratterizzata dal seguente calcolo per il fattore γ_{β} valido per onde a cresta breve ed ancora afferente al calcolo del run-up al 2% di probabilità di superamento:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{\beta} = 1 - 0.0022 \cdot |\beta| \\ \text{per } |\beta| > 80^{\circ} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{per } 0^{\circ} \leq |\beta| \leq 80^{\circ} \\ \text{si adotta il valore di } \gamma_{\beta} \text{ pari a } 0.824 \end{array}$$

Si precisa che il parametro γ_{β} calcolato per il sormonto della barriera assume valori inferiori rispetto al corrispondente identificato per la valutazione del run-up e ciò è correlato al fatto che il fenomeno della tracimazione è considerato come una portata mediata sull'estensione lineare unitaria della cresta della diga, per cui, in caso di attacco obliquo, tale larghezza si riduce all'aumentare dell'angolazione con cui le onde intervengono presso il sito d'interesse.

Di seguito si illustra lo schema grafico che chiarisce il significato di quanto appena definito in merito al parametro γ_{β} ed in particolare all'angolo β da cui esso è ricavato, evidenziando che un valore nullo dell'angolo β corrisponde ad un coefficiente γ_{β} unitario:



Come accennato, sebbene nelle circostanze in cui il suddetto parametro di Iribarren

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$$

risulti maggiore del valore numerico 1.8 nell'ambito del calcolo del valore del

run-up associato ad una probabilità di superamento pari al 2%, si prevede l'impiego di un coefficiente di scabrezza $\gamma_{f,surging}$ che sostituisca e comprenda allo stesso tempo il corrispondente parametro γ_f già definito (mediante l'espressione empirica

$$\gamma_{f,surging} = \gamma_f + \frac{(\xi_{m-1,0} - 1.8) \cdot (1 - \gamma_f)}{8.2}$$

con la precisazione che questo fattore $\gamma_{f,surging}$ risulta

legato a condizioni di frangimento dell'onda incidente di progetto di tipo "surging" ed assume

valori crescenti fino all'unità all'aumentare del richiamato parametro di Iribarren $\xi_{m-1,0}$, con un massimo corrispondente a $\xi_{m-1,0} = 10$), tale limite non è mai superato dai termini $\xi_{m-1,0}$ valutati nei casi presi in esame così come di seguito riassunto in merito ai valori attribuiti a tale indice appena richiamato e che denota la sua dipendenza funzionale nei confronti della sezione presa in esame e quindi in base all'inclinazione media del paramento della mantellata presso tali rispettive posizioni ed ai valori dell'altezza dell'onda incidente di progetto individuati per ognuna di esse e maggiorati, come precedentemente definito, del valore assegnato all'altezza dell'onda riflessa dalla barriera a gettata:

	Pendenza media del paramento della mantellata (%)	Altezza dell'onda incidente di progetto in condizioni di frangimento (m)	Parametro di Iribarren $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ (-)	Parametro di scabrezza γ_f (-)
SEZIONE 2	22.25	1.29	1.08 < 1.8	0.6
SEZIONE 17	34.8	1.64	1.68 < 1.8	0.6
SEZIONE 17 BIS	24	1.48	1.16 < 1.8	0.6
SEZIONE 3	18.4	1.91	0.89 < 1.8	0.6

Assumendo, quindi, un valore unitario del parametro γ_b a causa della assenza di berme lungo il profilo della struttura di difesa ed un valore pari a 0.6 per il parametro di scabrezza γ_f si valuta l'entità della risalita dell'onda (ossia il run-up) associato al 2% di probabilità di superamento ed in funzione della direzione d'attacco del moto ondoso contemplata dal parametro γ_β , introdotto nella relazione sperimentale in merito alla valutazione della risalita dell'onda, così da mettere in conto l'effetto di rifrazione durante il processo di propagazione delle ondazioni verso riva e maggiormente accentuato alle basse profondità in cui è collocata la struttura di difesa posta in esame, in maniera tale da determinare condizioni d'incidenza usualmente pressoché ortogonali all'asse longitudinale della barriera a gettata. Per completezza e nonostante le precisazioni appena introdotte, considerato l'orientamento del molo di sottoflutto del Porto turistico di Andora e dei rispettivi profili esaminati in rapporto alla direzione d'attacco del moto ondoso, si è provveduto a valutare l'effetto sul run-up anche da parte di un'incidenza del moto ondoso di progetto in corrispondenza delle sezioni indagate secondo una direzione corrispondente ad un angolo pari a circa 28.6° rispetto all'ortogonale all'asse longitudinale della barriera a gettata in

esame ed in corrispondenza delle sezioni 2 e 17 (in quest'ultimo profilo appena richiamato, dato il suo orientamento obliquo ed inclinato di 61.4° rispetto all'asse longitudinale del molo di sottoflutto, occorre specificare che un attacco del moto ondoso diretto secondo la rispettiva angolazione sopra citata, corrisponde a tutti gli effetti, per la sezione 17, ad un attacco frontale rispetto al profilo stesso e contemporaneamente ad un'incidenza diagonale nei confronti della barriera a gettata costituente il molo di sottoflutto. Viceversa un angolo d'attacco β nullo in corrispondenza della medesima sezione 17 collima con un'incidenza del moto ondoso obliqua rispetto al suo asse, ma ortogonale nei confronti della direttrice longitudinale del molo di sottoflutto considerato, mentre per la sezione numero 3, data la sua posizione in testata presso il molo di sottoflutto in esame, si è valutato oltre ad un attacco frontale in coerenza con gli altri due profili ed in assenza di effetti dovuti alla diffrazione prodotta dalla vicina presenza della testata della diga di sopraflutto, un angolo d'incidenza obliquo pari a circa 15.4° rispetto all'ortogonale alla scogliera, in questa stessa posizione. Per interezza di trattazione, è stata valutata la risalita dell'onda, sul paramento della scogliera studiata, anche in corrispondenza del profilo denominato 17 bis, collocato presso la posizione della sezione numero 17, ma orientato perpendicolarmente rispetto all'asse longitudinale del molo di sottoflutto. Tali ulteriori verifiche si sono sviluppate mantenendo invariati tutti i parametri sopra indicati e mutando solamente il coefficiente γ_β che, in conformità alle formulazioni precedentemente espresse per il calcolo di tale termine adimensionale, ha assunto i valori riportati nella tabella sotto illustrata, contribuendo così a ridurre, nei casi d'attacco obliquo rispetto a quello frontale, l'entità della risalita dell'onda incidente sulla mantellata della struttura protettiva trattata. Quanto appena descritto è riepilogato nello schema di seguito introdotto, che indica i valori di run-up al 2% della probabilità di superamento a cui si è pervenuti mediante l'impiego della rispettiva e suddetta espressione empirica:

	Altezza dell'onda incidente di progetto in condizioni di frangimento (m)	Parametro di Iribarren $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ (-)	Parametro di scabrezza γ_f (-)	Parametro di eventuale presenza di berma γ_b (-)	Angolo d'attacco β del moto ondoso incidente rispetto all'ortogonale al molo di sottoflutto (°)	Parametro angolo d'incidenza del moto ondoso γ_β (-)	Run-up al 2% della probabilità di superamento (m)
SEZIONE 2	1.29	1.08	0.6	1	0	1	1.46
	1.29	1.08	0.6	1	28.6	0.94	1.37
SEZIONE 17	1.64	1.68	0.6	1	0	1	2.9
	1.64	1.68	0.6	1	28.6	0.94	2.72
SEZIONE 17 BIS	1.48	1.16	0.6	1	0	1	1.81
	1.48	1.16	0.6	1	28.6	0.94	1.7
SEZIONE 3	1.91	0.89	0.6	1	0	1	1.79
	1.91	0.89	0.6	1	15.4	0.97	1.73

Dai valori di risalita dell'onda incidente di progetto in corrispondenza della mantellata del molo di sottoflutto, appare evidente, quindi, come le quote di sommità di quest'ultimo non siano superate dal moto ondoso incidente considerato, con diretti riflessi sul grado di sicurezza offerto dall'opera di difesa nei confronti delle attività presenti nella zona immediatamente retrostante ad essa.

Tenuto in conto della presenza a tergo della barriera protettiva posta in esame di attività e di costruzioni di servizio e quindi di aree destinate alla presenza di pedoni e/o di mezzi, a questo punto è stato possibile valutare il grado di esposizione del molo di sottoflutto considerato al fenomeno del sormonto da parte dell'onda incidente di progetto, valutandone la probabilità di accadimento e quantificandone la portata per metro di estensione lineare della struttura di difesa. Tale passaggio consente di appurare la compatibilità del comportamento dell'opera di difesa rispetto alle condizioni meteo marine che la interessano, in relazione al livello di sicurezza associato all'utilizzo delle aree di banchina retrostanti alla diga di sottoflutto di cui alla presente relazione.

Data l'aleatorietà del fenomeno della tracimazione, per comprendere meglio il grado di esposizione del molo di sottoflutto all'evento, si è proceduto individuando le probabilità di accadimento del sormonto P_{ov} (in cui il pedice "ov" abbrevia il termine "overtopping") introdotte per le barriera a gettata ed in considerazione rispettivamente dei valori assunti dai rapporti successivamente descritti:

- relazione tra l'altezza R_c della quota di sommità del muro paraonde rispetto al livello medio del mare assunto e l'entità della risalita dell'onda incidente di progetto $R_{u2\%}$ associata al 2% di probabilità di superamento:

$$P_{ov_1} = \frac{N_{ow}}{N_w} = \exp\left(-\left(\sqrt{-\ln 0.02} \cdot \frac{R_c}{R_{u2\%}}\right)^2\right)$$

nella quale, oltre ai parametri conosciuti, si identificano il numero N_{ow} di onde che causano l'evento di sormonto della diga a gettata rispetto al numero N_w di onde incidenti in corrispondenza dell'opera di protezione per un dato stato di mare;

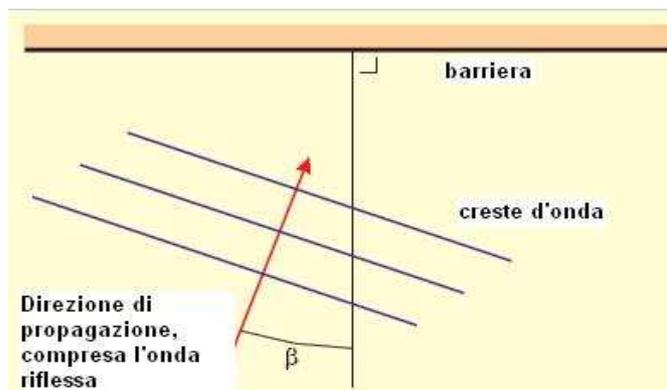
- rapporto del prodotto tra la quota assunta, in relazione al livello medio marino, dalla porzione sommitale della scogliera A_c ed il diametro nominale medio D_n rispetto all'altezza dell'onda incidente di progetto H_s :

$$P_{ov_2} = \frac{N_{ow}}{N_w} = \exp\left(-\left(\frac{A_c D_n}{0.19 \cdot H_s^2}\right)^{1.4}\right)$$

in cui i termini introdotti assumono il significato ormai conosciuto e determinato.

Si precisa che il parametro γ_β calcolato per il sormonto della barriera assume valori inferiori rispetto al corrispondente identificato per la valutazione del run-up e ciò è correlato al fatto che il fenomeno della tracimazione è considerato come una portata mediata sull'estensione lineare unitaria della cresta della diga, per cui, in caso di attacco obliquo, tale stessa larghezza si riduce all'aumentare dell'angolazione con cui le onde intervengono presso il sito d'interesse.

Di seguito s'illustra per ulteriore riscontro lo schema grafico che chiarisce il significato di quanto appena definito in merito al parametro γ_β trattato ed in particolare all'angolo β da cui esso è ricavato, evidenziando che un valore nullo dell'angolo β corrisponde ad un coefficiente γ_β unitario:



Come accennato, sebbene nelle circostanze in cui il suddetto parametro di Iribarren

$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ risulti maggiore del valore numerico 1.8 nell'ambito del calcolo del valore del

run-up associato ad una probabilità di superamento pari al 2%, il Manuale di riferimento

EurOtop (2018) preveda l'impiego di un coefficiente di scabrezza $\gamma_{f,surging}$ che sostituisca e

comprenda allo stesso tempo il corrispondente parametro γ_f già definito (mediante

l'espressione empirica $\gamma_{f,surging} = \gamma_f + \frac{(\xi_{m-1,0} - 1.8) \cdot (1 - \gamma_f)}{8.2}$ con la precisazione che questo

fattore $\gamma_{f,surging}$ risulta legato a condizioni di frangimento dell'onda incidente di progetto di tipo

“surging” ed assume valori crescenti fino all'unità all'aumentare del richiamato parametro di

Iribarren $\xi_{m-1,0}$, con un massimo corrispondente a $\xi_{m-1,0} = 10$), tale limite appena indicato non

è mai superato dai termini $\xi_{m-1,0}$ valutati nei casi considerati, così come di seguito riassunto in

merito ai valori attribuiti a tale stesso indice appena richiamato e che denota la sua dipendenza

funzionale nei confronti della sezione presa in esame e quindi in base all'inclinazione media del

paramento della mantellata presso tali rispettive posizioni ed ai valori dell'altezza dell'onda

incidente di progetto individuati per ognuna di esse e maggiorati, come precedentemente

definito, del valore assegnato all'altezza dell'onda riflessa dalla barriera a gettata:

	Pendenza media del paramento della mantellata (%)	Altezza dell'onda incidente di progetto in condizioni di frangimento (m)	Parametro di Iribarren $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ (-)	Parametro di scabrezza γ_f (-)
SEZIONE 2	22.25	1.29	1.08 < 1.8	0.6
SEZIONE 17	34.8	1.64	1.68 < 1.8	0.6
SEZIONE 17 BIS	24	1.48	1.16 < 1.8	0.6
SEZIONE 3	18.4	1.91	0.89 < 1.8	0.6

Assumendo, quindi, un valore unitario del parametro γ_b a causa della assenza di berme lungo il profilo della struttura di difesa trattata ed un valore pari a 0.6 per il parametro di scabrezza γ_f , così come indicato nella tabella appena riportata, si valuta l'entità della risalita dell'onda (ossia il run-up) associato al 2% di probabilità di superamento ed in funzione della direzione d'attacco del moto ondoso contemplata dal parametro γ_β , precedentemente definito ed introdotto nella relazione sperimentale già illustrata in merito alla valutazione della risalita dell'onda, che permette quindi di tenere in conto l'effetto di rifrazione durante il processo di propagazione delle ondatazioni verso riva e maggiormente accentuato alle basse profondità in cui è collocata la struttura di difesa posta in esame, in maniera tale da determinare condizioni d'incidenza usualmente pressoché ortogonali all'asse longitudinale della barriera a gettata. Per completezza e nonostante le precisazioni appena introdotte, considerato l'orientamento del molo di sottoflutto del Porto turistico del Comune di Andora e dei rispettivi profili esaminati in rapporto alla direzione d'attacco del moto ondoso, si è provveduto a valutare l'effetto sul Run-up trattato anche da parte di un'incidenza del moto ondoso di progetto in corrispondenza delle sezioni indagate secondo una direzione corrispondente ad un angolo pari a circa 28.6° sessadecimali rispetto all'ortogonale all'asse longitudinale della barriera a gettata in esame ed in corrispondenza delle sezioni 2 e 17 (in quest'ultimo profilo appena richiamato, dato il suo orientamento obliquo ed inclinato di 61.4° sessadecimali rispetto all'asse longitudinale del molo di sottoflutto, occorre specificare che un attacco del moto ondoso diretto secondo la rispettiva angolazione sopra citata e pari a 28.6° sessadecimali, corrisponde, a tutti gli effetti, per la sezione 17, ad un attacco frontale rispetto al profilo stesso e contemporaneamente ad un'incidenza

diagonale nei confronti della barriera a gettata costituente il molo di sottoflutto. Viceversa un angolo d'attacco β nullo in corrispondenza della medesima sezione 17 collima con un'incidenza del moto ondoso obliqua rispetto al suo asse, ma ortogonale nei confronti della direttrice longitudinale del molo di sottoflutto considerato), mentre per la sezione numero 3, data la sua posizione in testata presso il molo di sottoflutto in esame, si è valutato, oltre ad un attacco frontale in coerenza con gli altri due profili d'interesse ed in assenza di effetti dovuti alla diffrazione prodotta dalla vicina presenza della testata della diga di sopraflutto, un angolo d'incidenza obliquo pari a circa 15.4° sessadecimali rispetto all'ortogonale alla scogliera, in questa stessa posizione. Per interezza di trattazione, è stata valutata la risalita dell'onda e, come si noterà nel seguito della presente Relazione, la portata media di tracimazione, sul paramento della scogliera studiata, anche in corrispondenza del profilo denominato 17 bis, collocato presso la posizione della sezione numero 17, ma orientato perpendicolarmente rispetto all'asse longitudinale del molo di sottoflutto. Tali ulteriori verifiche si sono sviluppate mantenendo invariati tutti i parametri sopra indicati e mutando solamente il coefficiente γ_β che, in conformità alle formulazioni precedentemente espresse per il calcolo di tale termine adimensionale, ha assunto i valori riportati nella tabella sotto illustrata, contribuendo così a ridurre, nei casi d'attacco obliquo rispetto a quello frontale, l'entità della risalita dell'onda incidente sulla mantellata della struttura protettiva trattata. Quanto appena descritto è riepilogato nello schema di seguito introdotto, che indica i valori di run-up al 2% della probabilità di superamento a cui si è pervenuti mediante l'impiego della rispettiva e suddetta espressione empirica:

	Altezza dell'onda incidente di progetto in condizioni di frangimento (m)	Parametro di Iribarren $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ (-)	Parametro di scabrezza γ_f (-)	Parametro di eventuale presenza di berma γ_b (-)	Angolo d'attacco β del moto ondoso incidente rispetto all'ortogonale al molo di sottoflutto (°)	Parametro angolo d'incidenza del moto ondoso γ_β (-)	Run-up al 2% della probabilità di superamento (m)
SEZIONE 2	1.29	1.08	0.6	1	0	1	1.46
	1.29	1.08	0.6	1	28.6	0.94	1.37
SEZIONE 17	1.64	1.68	0.6	1	0	1	2.9
	1.64	1.68	0.6	1	28.6	0.94	2.72
SEZIONE 17 BIS	1.48	1.16	0.6	1	0	1	1.81
	1.48	1.16	0.6	1	28.6	0.94	1.7
SEZIONE 3	1.91	0.89	0.6	1	0	1	1.79
	1.91	0.89	0.6	1	15.4	0.97	1.73

Dai valori di risalita dell'onda incidente di progetto in corrispondenza della mantellata del molo di sottoflutto, appare evidente, quindi, come le quote di sommità di quest'ultimo non siano superate dal moto ondoso incidente considerato, con diretti riflessi sul grado di sicurezza offerto dall'opera di difesa nei confronti delle attività presenti nella zona immediatamente retrostante ad essa.

Tenuto in conto della presenza a tergo della barriera protettiva posta in esame di attività e di costruzioni di servizio e quindi di aree destinate alla presenza di pedoni e/o di mezzi, a questo punto è stato possibile valutare il grado di esposizione del molo di sottoflutto considerato al fenomeno del sormonto da parte dell'onda incidente di progetto, valutandone la probabilità di accadimento e quantificandone la portata per metro di estensione lineare della struttura di difesa esaminata.

Tale passaggio appena descritto risulta di importanza fondamentale per appurare la compatibilità del comportamento dell'opera di difesa trattata rispetto alle condizioni meteo marine che la interessano, in relazione al livello di sicurezza associato all'utilizzo delle aree di banchina retrostanti alla diga di sottoflutto di cui alla presente Relazione.

Data l'aleatorietà del fenomeno della tracimazione, per comprendere meglio il grado di esposizione del molo di sottoflutto a tale stesso evento, si è proceduto individuando, come precedentemente anticipato, le probabilità di accadimento del sormonto P_{ov} (in cui il pedice “ov” abbrevia il termine anglosassone “overtopping” che assume il significato di tracimazione da parte dell'onda incidente) secondo le formulazioni proposte dal Manuale di riferimento EurOtop (2018) di seguito introdotte per le barriera a gettata ed in considerazione rispettivamente dei valori assunti dai rapporti successivamente descritti:

- relazione tra l'altezza R_c della quota di sommità del muro paraonde rispetto al livello medio del mare assunto e l'entità della risalita dell'onda incidente di progetto $R_{u2\%}$ associata al 2% di probabilità di superamento:

$$P_{ov-1} = \frac{N_{ow}}{N_w} = \exp\left(-\left(\sqrt{-\ln 0.02} \cdot \frac{R_c}{R_{u2\%}}\right)^2\right)$$

nella quale, oltre ai parametri conosciuti, si identificano il numero N_{ow} di onde che causano l'evento di sormonto della diga a gettata rispetto al numero N_w di onde incidenti in corrispondenza dell'opera di protezione per un dato stato di mare;

- rapporto del prodotto tra la quota assunta, in relazione al livello medio marino, dalla porzione sommitale della scogliera A_c ed il diametro nominale medio D_n rispetto all'altezza dell'onda incidente di progetto H_s :

$$P_{ov-2} = \frac{N_{ow}}{N_w} = \exp\left(-\left(\frac{A_c D_n}{0.19 \cdot H_s^2}\right)^{1.4}\right)$$

in cui i termini introdotti assumono il significato ormai conosciuto e determinato.

Pertanto, tenute in conto delle due differenti direzioni d'attacco, come già specificato, relative ad altrettanti diversi valori della risalita dell'onda ossia del Run-up al 2% di probabilità di superamento da parte delle ondatazioni che intervengono presso le sezioni d'interesse, sono state quantificate le probabilità che si verifichino fenomeni di tracimazione in corrispondenza del molo di sottoflutto posto in esame, come di seguito riepilogato ed in funzione anche delle geometrie dei profili, precedentemente definiti, a cui corrispondono le sezioni in esame:

	Angolo d'attacco β del moto ondoso incidente rispetto all'ortogonale al molo di sottoflutto (°)	Run-up al 2% della probabilità di superamento (m)	P_{ov_1} (Probabilità di tracimazione del molo di sottoflutto in funzione del rapporto $\frac{R_c}{R_{u2\%}}$) (%)	P_{ov_2} (Probabilità di tracimazione del molo di sottoflutto in funzione del rapporto $\frac{A_c \cdot D_n}{0.19 \cdot H_s^2}$) (%)
SEZIONE 2	0	1.46	0	0.0095
	28.6	1.37	0	0.0095
SEZIONE 17	0	2.9	0.058	1.44
	28.6	2.72	0.021	1.44
SEZIONE 17 BIS	0	1.81	0	0.17
	28.6	1.7	0	0.17
SEZIONE 3	0	1.79	0	3.37
	15.4	1.73	0	3.37

Pertanto, considerato che l'evento ondoso incidente trattato alla profondità d'interesse e corrispondente ai periodi di ritorno di cui sopra, determina delle probabilità di sormonto presso le varie sezioni d'interesse della struttura protettiva di sottoflutto esaminata davvero esigue in rapporto agli intervalli temporali appena richiamati, appare evidente come tale stessa barriera di difesa operi in modo da offrire un adeguato grado di protezione nei confronti delle attività che si svolgono a tergo di essa e rispetto ad attacchi del moto ondoso incidente secondo le direzioni d'incidenza assunte (non appare necessario sviluppare ulteriori indagini rispetto ad ulteriori angoli d'arrivo dell'onda di progetto in corrispondenza del molo di sottoflutto, considerato che l'attacco ortogonale al suo asse longitudinale costituisce la condizione maggiormente gravosa in rapporto ai valori di risalita dell'onda e conseguentemente di portata media di tracimazione).

Quanto appena asserito risulta ancor più evidente se, come di seguito illustrato, si calcolano le portate medie di tracimazione correlate ai vari profili esaminati del molo di sottoflutto trattato ed al clima ondoso incidente su di esso. Ai fini di tale valutazione, si procede quindi all'adozione della formulazione sperimentale proposta dal Manuale di riferimento EurOtop (2018) così come di seguito riportato, tenuto in conto che, nonostante, a rigore, tale relazione sia stata estrapolata per mantellate la cui inclinazione media varia da 1:2 a 1:4/3, tale stessa espressione empirica

adottata può essere ritenuta correttamente applicabile, con soddisfacente validità, anche al caso in esame:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_s^3}} = 0.1035 \cdot \exp \left[- \left(1.35 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1.3} \right] \Rightarrow q = \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot 0.1035 \cdot \exp \left[- \left(1.35 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1.3} \right]$$

Tale espressione empirica appena introdotta conduce, per le sezioni 2, 17, 17 bis e 3 della barriera a gettata considerata e tenuto in conto dei rispettivi valori assunti dal parametro di

Iribarren
$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$$
 sopra definito e di entità, in ogni caso, inferiore a 5 (limite oltre il

quale il suddetto Testo di riferimento prevede l'impiego di una specifica espressione

$$\gamma_{f \text{ mod}} = \gamma_f + \frac{(\xi_{m-1,0} - 5) \cdot (1 - \gamma_f)}{5}$$
 per ricavare il nuovo parametro di scabrezza $\gamma_{f \text{ mod}}$ da

considerare in luogo del corrispondente consueto fattore adottato nel calcolo trattato), ai seguenti valori di portata media di tracimazione per metro lineare del molo di sottoflutto, così come successivamente riepilogato, ricavati considerando sia gli effetti di scala e di modellazione mediante un fattore di correzione moltiplicativo assunto mediamente pari a 20 e dedotto dalla relazione sperimentale $10 \cdot \cot(\alpha) - 9$ (la quale presenta un limite numerico massimo pari a 31) come da indicazioni fornite dal Manuale di riferimento EurOtop 2018 e sia in base al valore dell'altezza dell'onda incidente di progetto indicata con H_s alla profondità in esame, alle entità dei parametri γ_f e γ_β assunti rispettivamente pari a 0.6 ed in funzione anche dell'angolo d'incidenza del moto ondoso di progetto rispetto all'asse longitudinale del molo di sottoflutto presso la sezione esaminata, secondo la rispettiva relazione già descritta, e, infine, in dipendenza del valore dell'altezza R_c della quota di sommità del muro paraonde rispetto al livello medio del mare assunto (i risultati afferenti alle portate di sormonto evidenziati in colore rosso nello schema riepilogativo sotto indicato, denotano le condizioni di maggiore gravità rispetto al fenomeno esaminato per le sezioni indagate del molo di sottoflutto considerato):

	Angolo d'attacco del moto ondoso incidente rispetto all'ortogonale al molo di sottoflutto (°)	Parametro angolo d'incidenza del moto ondoso γ_β (-)	q (portata di tracimazione media valutata in $m^3/s \cdot m$)	q (portata di tracimazione media valutata in $l/s \cdot m$)
SEZIONE 2	0	1	≈ 0	0.057
	28.6	0.82	≈ 0	0.0015
SEZIONE 17	0	1	0.0014	1.41
	28.6	0.82	≈ 0	0.095
SEZIONE 17 BIS	0	1	0.00055	0.55
	28.6	0.82	≈ 0	0.0256
SEZIONE 3	0	1	≈ 0	≈ 0
	15.4	0.9	≈ 0	≈ 0

Tali risultati appena ricavati per le portate medie di tracimazione associati ai parametri sopra richiamati esprimono, in coerenza con quanto precedentemente riportato in termini statistici, un livello minimo di esposizione del molo di sottoflutto analizzato nei confronti del fenomeno di tracimazione da parte dell'onda di progetto incidente alle basse batimetrie di cui si è tenuto conto nel presente Studio. Occorre, inoltre, precisare che, nell'ambito della valutazione della portata media del sormonto dell'opera di difesa considerata, data la geometria della cresta di sommità della porzione a gettata in corrispondenza delle sezioni 2, 17 e 17 bis la cui ampiezza trasversale non supera 3 volte il diametro medio nominale dei massi naturali costituenti la mantellata, non si è tenuto in conto, a favore di sicurezza, del fattore riduttivo C_r , assunto pari al valore unitario nelle analisi effettuate e la cui espressione è di seguito indicata per completezza di trattazione, che determina un decremento della portata media di tracimazione proporzionale all'estensione della porzione sommitale dell'opera a gettata:

$$C_r = 3.06 \cdot \exp\left(-\frac{1.5 \cdot G_c}{H_s}\right)$$

nella quale, oltre al termine H_s afferente al valore dell'altezza dell'onda incidente di progetto alla profondità considerata, il parametro G_c indicato nell'espressione appena introdotta, rappresenta la larghezza della cresta di sommità della mantellata della struttura di difesa presa in esame.

Tale coefficiente C_r che interviene come fattore moltiplicativo nella diminuzione del valore della portata media tracimante assume un valore differente e largamente minore dell'unità solo nel caso di cui alla sezione numero 3, data la geometria del profilo in corrispondenza di tale posizione dotata di berma di sommità la cui estensione lineare G_c , definita in precedenza e contemplata dalla relazione sperimentale appena introdotta, supera abbondantemente 3 volte il diametro nominale medio dei massi naturali costituenti l'opera a gettata trattata.

Per il dimensionamento delle berme comprensivo della verifica degli effetti dell'intasamento dei vuoti tra tetrapodi ed i massi della scogliera in emersione con analisi delle problematiche di possibile dilavamento del nucleo, si allega alla presente specifica relazione "Dimensionamento berme".

6. CONCLUSIONI

Alla luce dei risultati ottenuti dall'analisi sviluppata dalla presente Relazione in merito ai valori della risalita dell'onda associata ad una probabilità di superamento del 2% e della portata media di tracimazione in corrispondenza del paramento della sezione centrale del molo di sottoflutto del Porto turistico del Comune di Andora, si evidenzia come la geometria, ed in particolare, la quota della porzione sommitale di tale infrastruttura, ossia la cresta del muro paraonde, la cui quota è oggetto di un prossimo intervento di elevazione fino a + 4 m sopra il livello medio del mare assunto, siano assolutamente compatibili con un adeguato e soddisfacente livello di sicurezza previsto per le attività che avvengono normalmente a tergo di essa e le costruzioni di servizio presenti o previste presso tali spazi.

Di seguito, a riscontro di quanto appena precisato, si introduce nuovamente la tabella riepilogativa precedentemente introdotta ed afferente ai valori ammissibili delle portate di sormonto così come previsto dal Testo di riferimento "Coastal Engineering Manual" nella sua versione del Settembre 2011 (Parte VI), implementata con l'indicazione grafica dei risultati di maggiore entità ottenuti in merito alla grandezza appena richiamata e per le varie sezioni trasversali in esame.

Appare evidente come, in considerazione delle condizioni sfavorevoli di cui si è tenuto in conto nella presente analisi, gli eventi di moto ondoso valutati non presentino alcuna criticità per le persone e per i beni presenti presso la zona a tergo della diga a gettata esaminata.

Tale conclusione è essenzialmente sostenibile anche nel caso in cui il muro paraonde del molo di sottoflutto trattato non sia interessato da opere destinate ad aumentarne la quota di sommità, come invece è previsto nel caso considerato.

m ³ /s per m			litri/s per m						
Sicurezza del traffico			Sicurezza strutturale						
	Veicoli	Pedoni	Costruzioni	Difese di argini	Dighe coperte da coperte da vegetazione	Rivestimenti di terrapieni			
10 ⁰							1000		
10 ⁻¹	Assenza di sicurezza a qualsiasi velocità	Molto pericoloso	Danni alla struttura	Danni anche se interamente protetti	Danni	Danni anche per lungomari pavimentati	200		
						Danni per lungomari non pavimentati	100		
							50		
							20		
10 ⁻²				Danni se la scarpa a tergo non è protetta			10		
				Danni se la cresta non è protetta					
					Inizio di danno				
10 ⁻³									
		Pericoloso per opere coperte da vegetazione e per le dighe a berma orizzontale							
	Da escludere il parcheggio ovunque								
10 ⁻⁴		Pericoloso per opere a parete							
	Da escludere il parcheggio per dighe a parete verticale					Nessun danno			
		Percorso							0.05
10 ⁻⁵		difficoltoso ma							0.02
		non pericoloso							0.01
	Non percorribile con sicurezza alle alte		Qualche danno alle opere accessorie						0.004
10 ⁻⁶	velocità					Nessun danno			0.001
	Percorribile con sicurezza a tutte le	Percorso bagnato non difficoltoso							
10 ⁻⁷	velocità		Nessun danno						

SEZIONE 17

SEZIONE 17 BIS

SEZIONE 2

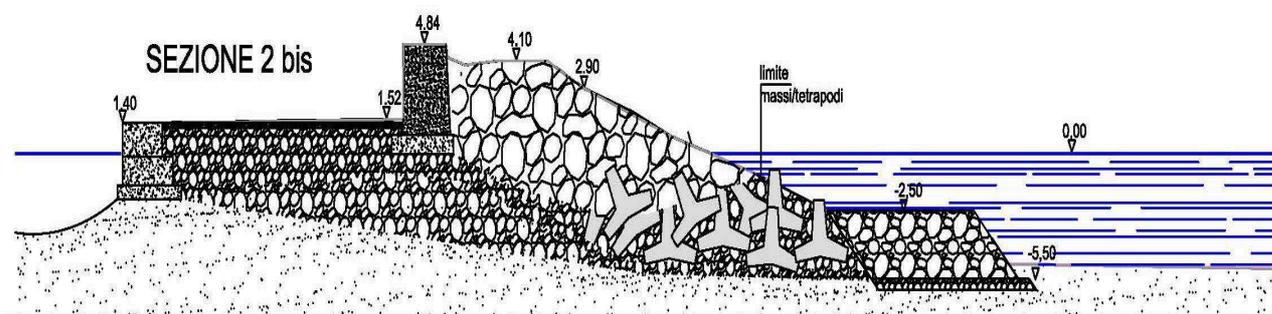
SEZIONE 3

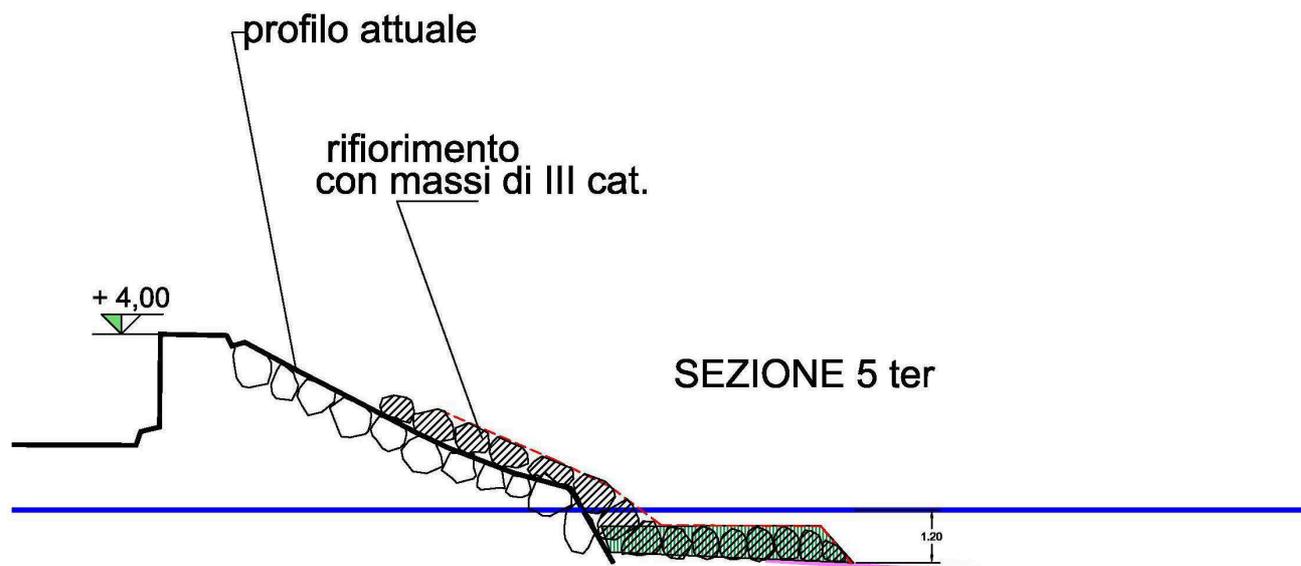
VALUTAZIONI SULLA ESPOSIZIONE AI FENOMENI DI RUN-UP E TRACIMAZIONE ONDOSA DELLE SEZIONI 2 BIS E 5 TER APPARTENENTI AL MOLO DI SOPRAFLUTTO DELL'APPRODO TURISTICO DEL COMUNE DI ANDORA (SV)

Il presente Documento si pone quale integrazione della Relazione tecnica predisposta nel 2019 ai fini della valutazione dei fenomeni di run-up e tracimazione ondosa riguardanti il molo di sottoflutto dell'Approdo turistico del Comune di Andora (SV).

In particolare, codesto Lavoro sviluppa le analisi afferenti all'esposizione idraulica delle sezioni 2 bis e 5 ter, come di seguito schematicamente raffigurate ed appartenenti all'opera difensiva primaria della Marina di Andora, in rapporto ai processi di risalita ondosa e sormonto generati dall'incidenza dell'onda.

Successivamente, come appena accennato, s'illustrano le configurazioni geometriche delle Sezioni 2 bis e 5 ter, come sopra richiamate:





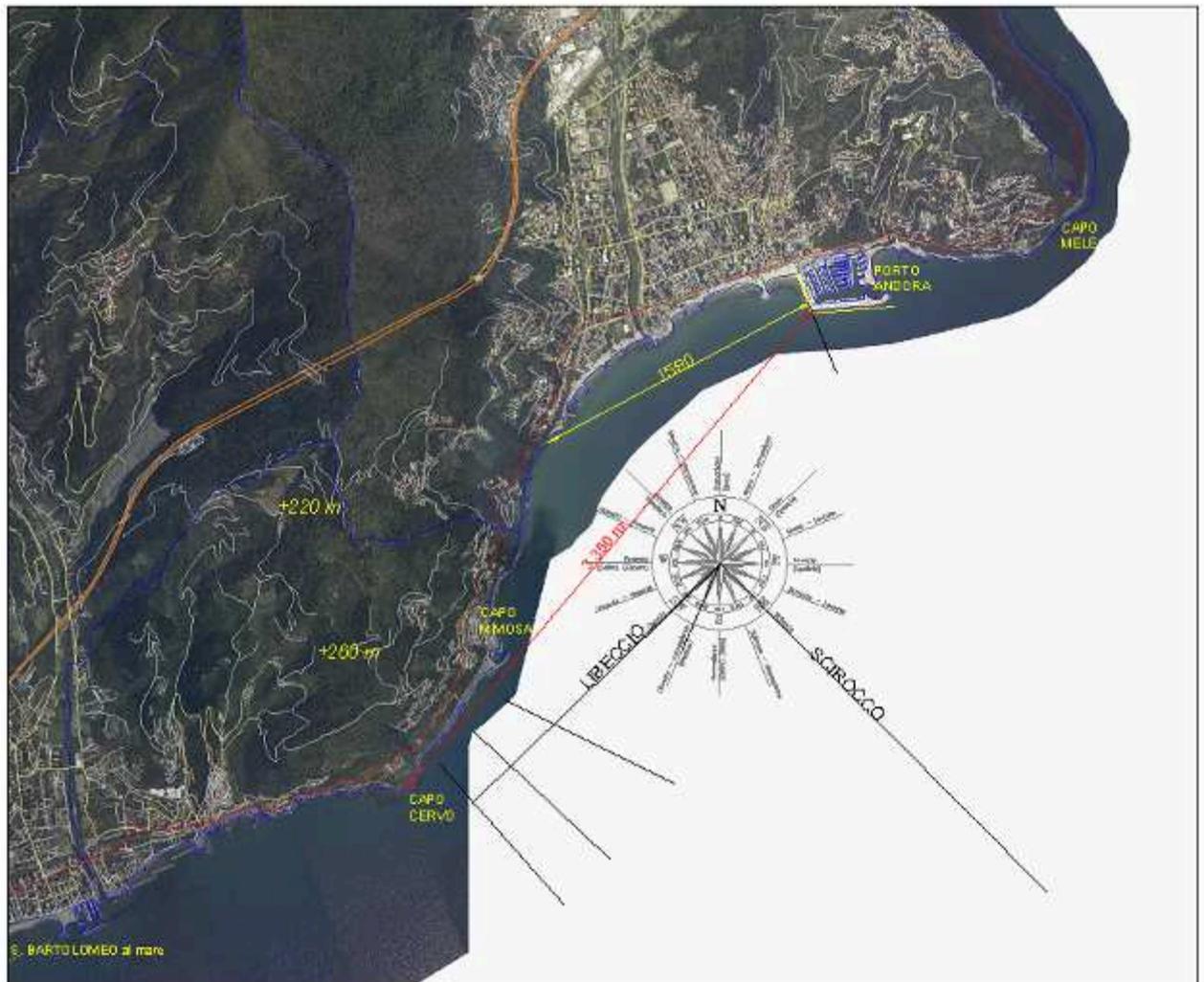
RUN-UP – Zona Cantiere navale - Primo braccio diga di sopraflutto

La quota del muro paraonde in calcestruzzo per gran parte del primo braccio della diga è stata innalzata dalla quota originaria di $+ 3,80 \div 4,20$ m a $+ 4,80$ m operando anche un allargamento da circa 1,3 m a 3 m. Solo un breve tratto iniziale è rimasto con la vecchia sezione. In corrispondenza di questo tratto la scogliera esterna è analoga per pendenza e dimensione dei massi a quella della parte terminale del primo braccio, la parte sommersa è molto ridotta dato che il fondale è di soltanto $1 \div 1,30$ m.

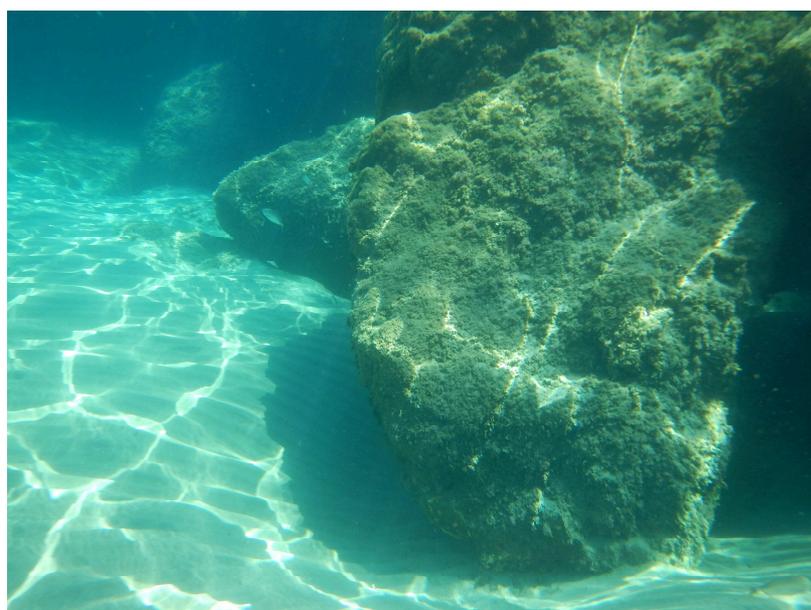
In corrispondenza del 2° braccio (Lato Sud) i tetrapodi sul paramento esterno sono stati sostituiti con massi di IV categoria

Nell'arco degli ultimi 20 anni si è registrato un trasporto solido delle sabbie tra la foce del torrente Merula verso Est e conseguentemente un innalzamento delle quote dei fondali antistanti le opere di difesa portuali ma anche fenomeni localizzati di escavazione in prossimità della base della scogliera.

Le onde maggiormente critiche sono quelle provenienti da scirocco e da mezzogiorno mentre quelle da libeccio sono mitigate in quanto trovano un parziale ostacolo in Capo Cervo.



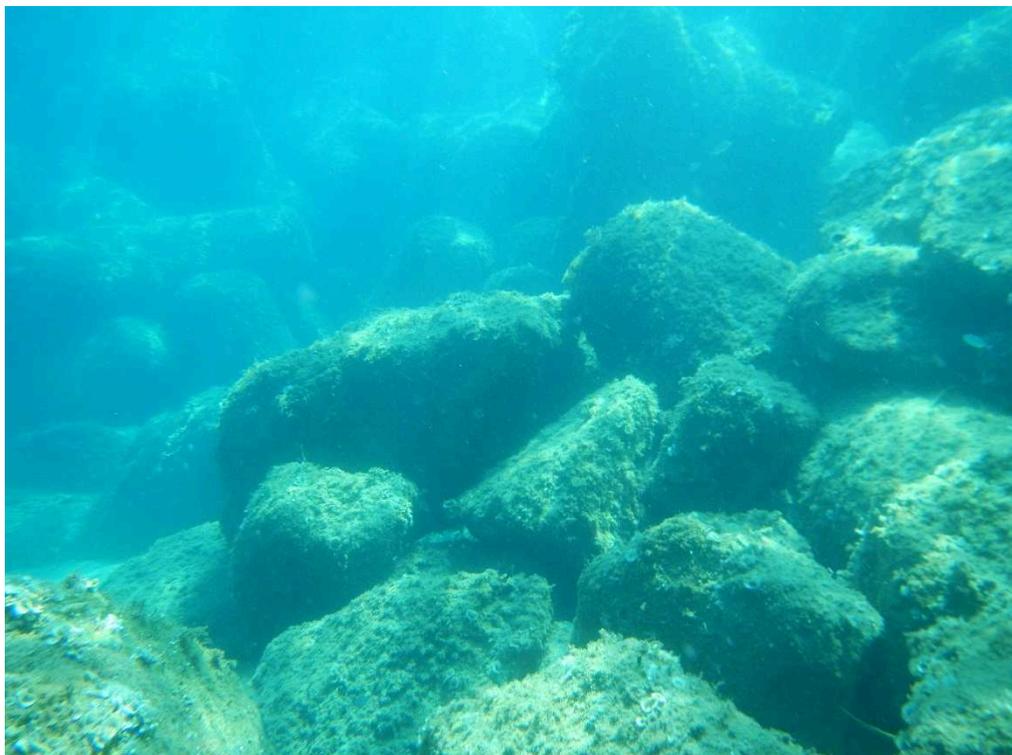
Dalla figura risulta che la distanza tra il primo braccio della diga foranea del Porto di Andora e Capo Cervo è di poco più di 3 km mentre in direzione perpendicolare alla diga la distanza è di meno di 1,6 km verso una costa caratterizzata da un rilievo di altezza superiore a 200 m. Pertanto non vi è possibilità che si formino venti di intensità apprezzabile per la formazione di onde che spirino, sottocosta, dalla direzione Ovest.



Di seguito si riportano alcune foto riprese il 27-06-2018 prima della forte mareggiata



Dettagli scogliera emersa





Dettagli scogliera sommersa





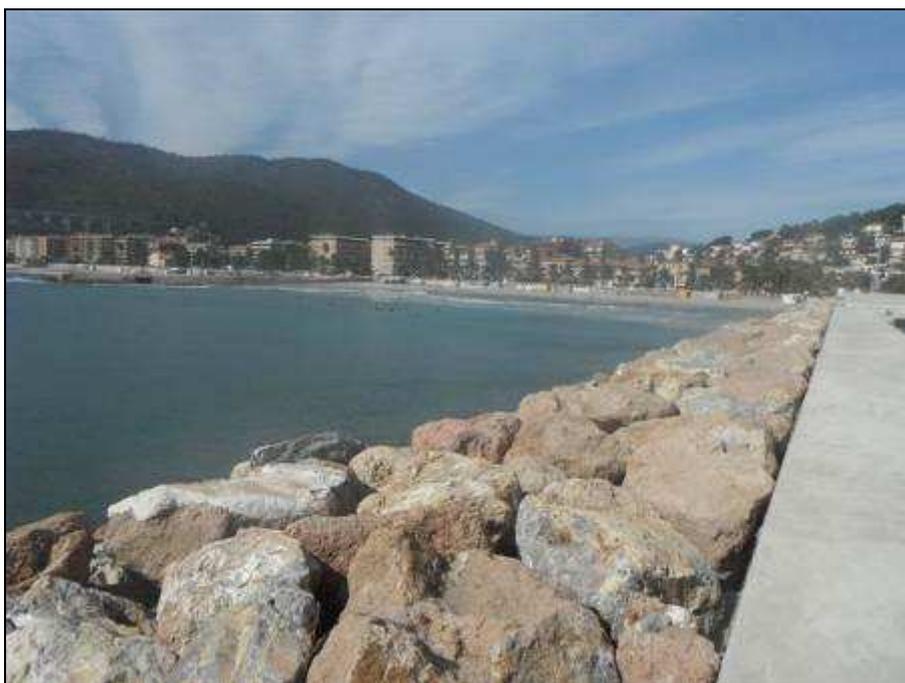
Tratto di muro paraonde lato ovest ripreso da mare verso terra.
Tutti i giunti di ripresa/dilatazione sono risultati integri .



Angolo sud-ovest



Vista generale della banchina Ovest.





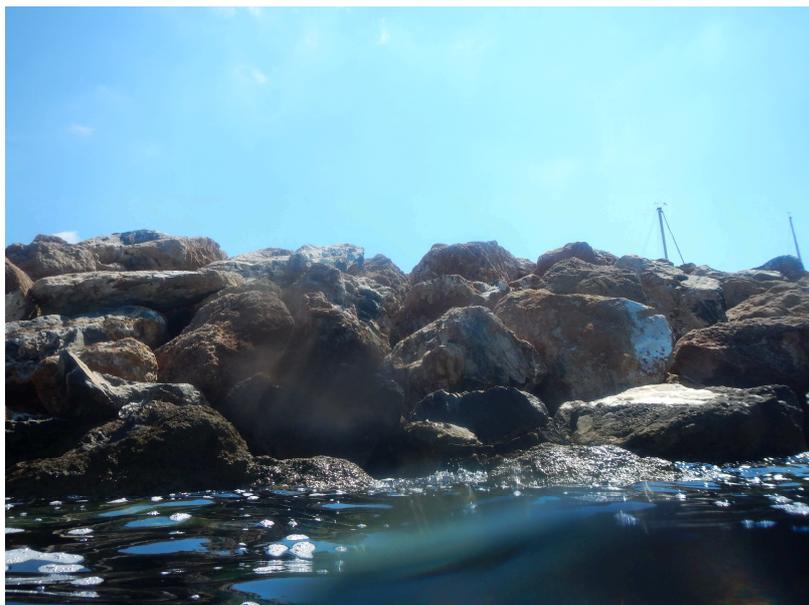


Foto riprese il 27 giugno 2018

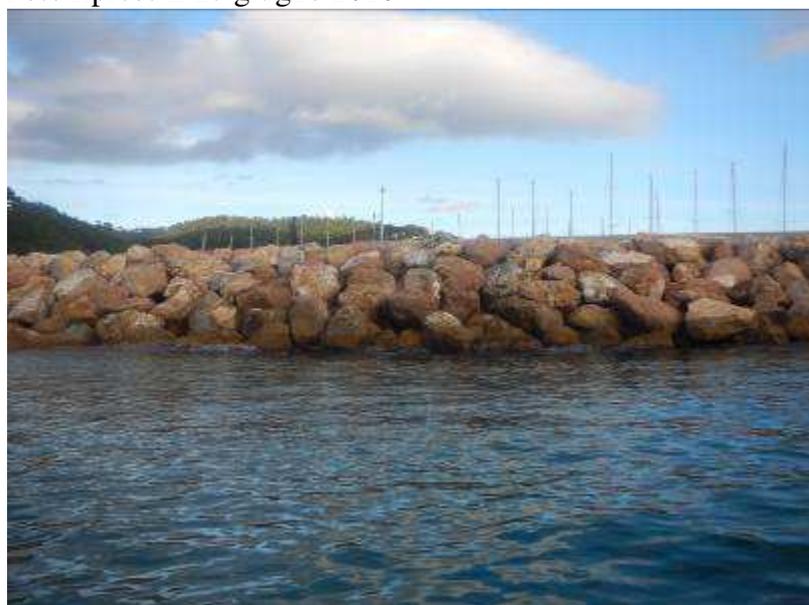


Foto 12 dicembre 2018

Da una ispezione effettuata il 12 dicembre 2018 per constatare gli eventuali danni provocati dalla mareggiata della fine di ottobre è risultato che i massi nella zona del primo braccio non avevano subito spostamenti rilevabili.

Lo studio del moto ondoso che interessa il Porto turistico considerato, conferma le ondatazioni al largo già tenute in conto nell'ambito delle precedenti verifiche idrauliche in merito prodotte nel 2019 per il molo di sottoflutto, risultando anche in accordo con i rispettivi contenuti di cui al Documento predisposto a fine 2019, su commissione del Comune di Andora (SV), dalla Società

HS Marine s.r.l. intitolato “Studio su modello dell’agitazione ondosa all’interno della Marina di Andora”.

A tale proposito, tenuto in conto della massima escursione mareale pari a + 0.62 m sul l.m.m. rilevata in occasione dell’evento meteorologico eccezionale verificatosi nell’Ottobre 2018 (come richiamato dal Documento appena nominato), si è proceduto individuando, analogamente allo Studio sopramenzionato del 2019 relativo al molo di sottoflutto, la massima altezza d’onda al frangimento riscontrabile in corrispondenza delle batimetrie misurate al piede delle scogliere identificate nelle Sezioni trattate.

Detta analisi è stata condotta attraverso l’espressione sperimentale ricavata da J.W. Kamphuis (1991) per onde irregolari alle basse profondità e verificata attraverso svariate prove di laboratorio e confermata dallo stesso in un suo recente Lavoro (vedasi J.W. Kamphuis (2020)):

$$\gamma = \frac{H_f}{h_f} = 0.56 \cdot \exp^{3.5 \cdot m} \Rightarrow H_f = H_{\text{incidente}} = h_f \cdot 0.56 \cdot \exp^{3.5 \cdot m}$$

nella quale m rappresenta la pendenza media del fondale antistante la base della scogliera in questione (valore assunto pari a circa il 2%) ed h_f descrive il valore della profondità di frangimento, misurata al piede dell’opera difensiva considerata ed incrementata nei calcoli dall’innalzamento mareale suddetto.

Allo scopo di identificare lo scenario di maggiore esposizione idraulica nei confronti delle Sezioni d’interesse ed in accordo con le corrispettive analisi prodotte dalla Società HS Marine s.r.l., le valutazioni di run-up e delle portate medie di sormonto di cui al presente Elaborato tecnico hanno contemplato attacchi ondosi corrispondenti a periodi di ritorno di 50 anni e portati da Venti di Mezzogiorno-Libeccio (tale opzione progettuale risulta a favore di sicurezza dato che esprime la risposta idraulica dell’infrastruttura in questione ad episodi ondosi cosiddetti “limite”).

L’altezza dell’onda incidente $H_f = H_{\text{incidente}}$ così desunta e prudenzialmente valutata in condizioni di frangimento alla base delle Sezioni esaminate, è incrementata anche dal contributo derivante dalla riflessione dell’onda incidente presso la mantellata di massi naturali che costituiscono il paramento direttamente esposto agli attacchi ondosi della scogliera tenuta in conto.

Quest’ultimo processo idraulico, favorito da condizioni di parziale stazionarietà del moto ondoso rilevato al piede della barriera protettiva in esame, determina un innalzamento localizzato dell’energia dell’onda agente sull’opera difensiva considerata, elevandone l’altezza e, conseguentemente, l’entità della corrispondente risalita e successiva tracimazione ondosa.

La valutazione dell'apporto riflessivo sul valore assunto dall'onda incidente è sviluppata attraverso il calcolo del coefficiente di riflessione che, in riferimento alle analisi empiriche svolte da J. W. Van der Meer et al. (2006), è effettuato secondo la seguente formulazione:

$$K_r = \tanh(a \cdot \xi_0^b) = \tanh(0.11 \cdot \xi_0^{0.87})$$

in cui il termine ξ_0 è il parametro di Iribarren che, dedotto dalla relazione $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_{incidente}}{L_{m-1,0}}}}$,

raffronta l'inclinazione della mantellata su cui agisce l'onda e comprendente la presenza della berma al piede dell'opera protettiva trattata, rispetto alla ripidità del medesimo moto ondoso

incidente, quest'ultima ricavata dalla lunghezza dell'onda spettrale al largo $L_{m-1,0} = \frac{g \cdot T_{m-1,0}^2}{2 \cdot \pi}$ e

quindi dal periodo dell'onda spettrale stimabile a partire dal periodo di picco T_p dello spettro

secondo l'equazione $T_{m-1,0} = \frac{T_p}{1.1}$. Sulla scorte delle analisi eseguite, sono state così desunte le

seguenti elevazioni del moto ondoso al piede della barriera di sopraflutto e nelle due Sezioni considerate:

Sez. 2 bis		
$H_{incidente}$	$H_{riflessa}$	H_{piede}
3.68 m	0.79 m	4.46 m

Sez. 5 ter		
$H_{incidente}$	$H_{riflessa}$	H_{piede}
1.09 m	0.33 m	1.42 m

Tali valori di altezza dell'onda H_{piede} presso la base dell'opera difensiva considerata, sono stati utilizzati ai fini della quantificazione delle entità correlate alla rimonta ondosa ed alla portata media di sormonto di cui al presente Lavoro.

Di seguito si riproducono le principali caratteristiche geometriche delle Sezioni 2 bis e 5 ter del molo di sopraflutto esaminato, propedeutiche alle verifiche idrauliche tenute in conto:

SEZIONE 2 bis	
Parametri dimensionali geometria molo sopraflutto	Valori (m)
Profondità al piede della scogliera	5.5
Altezza della cresta di sommità della scogliera rispetto al l.m.m. (A _c)	4.1
Altezza della porzione sommitale del muro paraonde rispetto al l.m.m. (R _c)	4.84
Larghezza orizzontale della parte sommitale della mantellata (G _c)	7
Diametro nominale medio dei massi naturali formanti la mantellata (D _n)	1.4
Immersione berma rispetto al l.m.m.	-2.5
Estensione sommità berma	10

SEZIONE 5 ter	
Parametri dimensionali geometria molo sopraflutto	Valori (m)
Profondità al piede della scogliera	1.2
Altezza della cresta di sommità della scogliera rispetto al l.m.m. (A _c)	4.7
Altezza della porzione sommitale del muro paraonde rispetto al l.m.m. (R _c)	4
Larghezza orizzontale della parte sommitale della mantellata (G _c)	4.7
Diametro nominale medio dei massi naturali formanti la mantellata (D _n)	1.15
Immersione berma rispetto al l.m.m.	-0.35
Estensione sommità berma	3.58

Stabilite le condizioni d'attacco ondoso in corrispondenza delle Sezioni trattate ed individuate le peculiarità geometriche delle stesse, è possibile, attraverso le medesime formulazioni sperimentali adottate nel 2019 per le analisi della rimonta e tracimazione dell'onda a cui è risultato esposto il molo di sottoflutto della Marina di Andora (SV), definire le entità del run-up associate al 2% di probabilità di superamento $R_{u2\%}$ e le corrispondenti portate medie di sormonto q , impiegando le seguenti e rispettive formulazioni empiriche, impostate secondo un approccio

analitico di tipo progettuale e valutativo, nonché derivate dal Manuale tecnico di riferimento EurOtop nella sua ultima e più recente edizione del Dicembre 2018:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{\text{piede}}} = 1.75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \Rightarrow R_{u2\%} = H_{\text{piede}} \cdot 1.75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0}$$

con un valore massimo come indicato successivamente e da tenere in conto solo se il già

introdotta termine di Iribarren $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m-1,0}}}}$ è maggiore di 1.8:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{\text{piede}}} = 1.07 \cdot \gamma_{f,\text{surging}} \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}} \right) \Rightarrow R_{u2\%} = H_{\text{piede}} \cdot 1.07 \cdot \gamma_{f,\text{surging}} \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}} \right)$$

e, per quanto concerne la valutazione numerica della portata media di tracimazione, è stata impiegata la seguente espressione sperimentale:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{\text{piede}}^3}} = C_r \cdot 0.1035 \cdot \exp \left[- \left(1.35 \cdot \frac{R_c}{H_{\text{piede}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_b \cdot \gamma_\beta} \right)^{1.3} \right] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q = C_r \cdot \sqrt{g \cdot H_{\text{piede}}^3} \cdot 0.1035 \cdot \exp \left[- \left(1.35 \cdot \frac{R_c}{H_{\text{piede}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_b \cdot \gamma_\beta} \right)^{1.3} \right]$$

nelle quali i significati dei vari parametri contemplati dalle relazioni sperimentali appena richiamate collimano con le rispettive descrizioni già esposte nell'Elaborato tecnico redatto nel 2019 per quantificare l'esposizione ai processi idraulici trattati del molo di sottoflutto dell'Approdo turistico di Andora (SV) (si tenga in conto che, similmente a quanto riportato nel Documento appena menzionato, le portate medie di tracimazione comprendono sia gli effetti di scala e di modellazione attraverso il coefficiente moltiplicativo: $10 \cdot \cot(\alpha) - 9$, in cui α denota l'inclinazione angolare in presenza della berma al piede e sia l'effetto riduttivo dell'intensità del sormonto, derivante dal parametro C_r che, calcolato mediante l'equazione empirica

$$C_r = 3.06 \cdot \exp \left(- \frac{1.5 \cdot G_c}{H_{\text{piede}}} \right),$$

considera l'ampiezza della porzione sommitale della mantellata appartenente alla Sezione in esame).

A differenza delle sezioni del molo di sottoflutto, queste ultime sprovviste di berma al piede come da analisi pregressa a cui si rimanda per maggiori dettagli in merito, i profili geometrici di progetto considerati dal presente Studio sono dotati di tale stesso prolungamento sommerso disposto alla base delle scarpate tenute in conto. Per tale ragione, nei calcoli riguardanti la

definizione dei valori di run-up $R_{u2\%}$ e di portata media tracimante q associati alle Sezioni esaminate, si è reso necessario individuare l'entità del parametro γ_b che descrive numericamente l'effetto d'attenuazione dovuto alla presenza della berma al piede della scogliera considerata, nei confronti dei fenomeni di risalita ondosa e rispettivo sormonto. Detto termine γ_b , riprodotto nelle tabelle riepilogative successivamente illustrate, è stato valutato mediante passaggi iterativi, secondo le indicazioni della Guida tecnica di riferimento denominata EurOtop nell'ultima sua versione del 2018, nonché tenendo in conto anche dell'immersione ed estensione di questa stessa porzione di base della scogliera in questione.

Gli attacchi d'onda tenuti in conto e riportati alla Sezione 5 ter di cui sopra, hanno evidenziato altresì un'incidenza angolata dei fronti ondosi rispetto all'orientamento della scogliera coinvolta da tali stesse azioni idrauliche. Si è pertanto reso necessario il calcolo dei coefficienti riduttivi da applicare sia nell'ambito dell'individuazione della rimonta dell'onda (ossia ci si riferisce al termine numerico γ_{β_run-up}) e sia ai fini della definizione della portata media tracimante (cioè il parametro γ_{β_q}). Detti termini di cui al periodo che precede sono stati stimati secondo le indicazioni tratte dal Manuale tecnico di riferimento EurOtop pubblicato nel 2018, ossia, quantificato il valore assegnato all'angolo β che denota l'angolazione dell'attacco d'onda, quest'ultima misurata rispetto alla direzione ortogonale all'asse longitudinale della diga in questione (in tale caso ed in corrispondenza della Sezione 5 ter, si ha la condizione $\beta \cong 60^\circ$), è stato possibile desumere le entità dei parametri suindicati, come di seguito descritto: $\gamma_{\beta_run-up} = 1 - 0.0022 \cdot |\beta|$ e $\gamma_{\beta_q} = 1 - 0.0063 \cdot |\beta|$. Si noti come prudenzialmente ed in accordo con le risultanze relative alla propagazione del moto ondoso trattato dal largo verso riva, sia stato associato un valore unitario a tale parametro γ_β correlato alla valutazione del run-up e della portata media di sormonto riguardanti impatti d'onda presso la Sezione 2 bis. Ancora cautelativamente, l'entità del fattore di rugosità γ_f , ancorché modulato in funzione dei valori assunti dal termine di Iribarren $\xi_{m-1,0}$, quest'ultimo comprendente l'elevazione ondosa al piede H_{piede} suindicata per entrambi i profili geometrici tenuti in conto, è stata stimata considerando una mantellata permeabile di massi naturali e trascurando, quindi, l'effetto maggiormente dissipativo, ma molto localizzato e presente solo in corrispondenza della Sezione 2 bis, derivante dai tetrapodi che, rispetto ai blocchi lapidei, denotano, a parità di altre condizioni al contorno, un contrasto leggermente più marcato nei confronti dei processi di risalita e sormonto dell'onda incidente. Infine, completa il quadro delineato ai fini della descrizione della risposta idraulica dei

due profili trattati, nei confronti degli attacchi ondosi definiti, la stima della probabilità di tracimazione $P_{tracimazione}$, anch'essa desunta mediante l'equazione empirica riprodotta successivamente e ricavata dal Testo tecnico EurOtop in versione 2018:

$$P_{tracimazione} = \exp\left(-\left(\frac{A_c D_n}{0.19 \cdot H_{piede}^2}\right)^{1.4}\right).$$

Di seguito si riportano i riepiloghi delle risultanze ottenute dall'analisi effettuata ai fini della quantificazione del run-up $Ru_{2\%}$ e della portata media di sormonto q assegnate alle Sezioni 2 bis e 5 ter, come già indicato:

Sezione 2 bis							
H_{piede} (m)	γ_b (-)	γ_f (-)	γ_β (-)	$\xi_{m-1,0}$ (-)	$Ru_{2\%}$ (m)	$P_{tracimazione}$	q ($m^3/m \cdot s$)
4.46 m	0.742	0.414	1	1.987	5.46 m	16.68%	0.0048 $m^3/m \cdot s$

Sezione 5 ter								
H_{piede} (m)	γ_b (-)	γ_f (-)	γ_{β_run-up} (-)	$\xi_{m-1,0}$ (-)	$Ru_{2\%}$ (m)	$P_{tracimazione}$	$\gamma_{\beta-q}$ (-)	q ($m^3/m \cdot s$)
1.42	0.6	0.486	0.866	2.976	1.84	0%	0.616	0

In relazione ai dati appena raffigurati ed afferenti alle portate medie di sormonto q , si rende opportuno specificare che il Testo di riferimento “Coastal Engineering Manual” nella sua versione del Settembre 2011 (Parte VI) introduce la tabella VI-5-6 la quale, come successivamente riprodotta, tratta sinteticamente i limiti ammissibili delle portate medie di tracimazione e le rispettive condizioni di sicurezza correlate alle entità dei valori associati alle medesime grandezze appena citate:

m ³ /s per m		litri/s per m					
Sicurezza del traffico			Sicurezza strutturale				
	Veicoli	Pedoni	Costruzioni	Difese di argini	Dighe coperte da coperte da vegetazione	Rivestimenti di terrapieni	
10 ⁰							1000
10 ⁻¹	Assenza di sicurezza a qualsiasi velocità	Molto pericoloso	Danni alla struttura	Danni anche se interamente protetti	Danni	Danni anche per lungomari pavimentati	200
						Danni per lungomari non pavimentati	100
10 ⁻²				Danni se la scarpa a tergo non è protetta			20
				Danni se la cresta non è protetta			10
10 ⁻³	Da escludere il parcheggio ovunque	Pericoloso per opere coperte da vegetazione e per le dighe a berma orizzontale			Inizio di danno		2
							1
10 ⁻⁴	Da escludere il parcheggio per dighe a parete verticale	Pericoloso per opere a parete				Nessun danno	0.1
							0.03
10 ⁻⁵	Non percorribile con sicurezza alle alte velocità	Percorso difficoltoso ma non pericoloso	Qualche danno alle opere accessorie			Nessun danno	0.02
							0.01
10 ⁻⁶	Percorribile con sicurezza a tutte le velocità	Percorso bagnato non difficoltoso	Nessun danno				0.004
							0.001
10 ⁻⁷							0.0001

SEZIONE 2 b

SEZIONE 5 b

Appare chiaro dagli esiti delle verifiche condotte, come anche graficamente esposti e sintetizzati nello schema appena raffigurato, che l'introduzione della berma al piede dei tratti di scogliera indagati assolve ad un'essenziale duplice funzione di preservare la stabilità della base della scarpata ove inserita e, al contempo, attenua l'intensità del moto ondoso incidente e che raggiunge il versante dell'opera difensiva primaria, nonché posta a protezione dello specchio acqueo interno all'Approdo turistico del Comune di Andora (SV). L'efficacia di tale dispositivo al piede della scogliera è ancor più evidente se si tiene in conto che le ondatazioni agenti sulla

struttura in esame, considerate nell'ambito dei calcoli della risalita dell'onda e della portata media tracimante, sono associate a periodi di ritorno di 50 anni.

La presente analisi estende, infine, le valutazioni precedentemente sviluppate in merito all'esposizione ai processi idraulici di rimonta e sormonto ondoso, da parte del molo di sottoflutto del Porto turistico considerato, anche ai profili geometrici tenuti in conto ed appartenenti alla struttura difensiva primaria della Marina citata, uniformando la descrizione del grado di rischio assegnato a dette opere protettive, in relazione ai fenomeni idraulici studiati.

Bibliografia di riferimento

Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici (1994) "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime"

EM 1110-2-1100 "Coastal Engineering Manual" Part VI 28 Settembre 2011 (Change 3)

Kamphuis, J.W. 1991. "Alongshore sediment transport rate", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 117, 624-640

Van der Meer, J. W. (1992) "Conceptual design of rubble mound breakwaters" Delft Hydraulics, P.O. Box 152, 8300 AD Emmeloord, the Netherlands

Van der Meer, J. W. et al. (2006) "Wave reflection for coastal structures" Delft Hydraulics, P.O. Box 152, 8300 AD Emmeloord, the Netherlands

Van der Meer J. W. et al. "EurOtop - Manual on wave overtopping of sea defences and related structures" seconda edizione del Dicembre 2018

dove

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento q_{ref} (in N/m^2) è data dall'espressione

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1,6$$

nella quale v_{ref} è la velocità di riferimento del vento (in m/s).



La velocità di riferimento V_{ref} è il valore massimo, riferito ad un intervallo di ritorno di 50 anni, della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un terreno di II categoria e mediata su 10 minuti. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione

$$\begin{aligned} v_{ref} &= v_{ref,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_{ref} &= v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_s > a_0 \end{aligned}$$

dove : $v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono dati dalla tabella in funzione della zona, definita in Figura, a_s è l'altitudine sul livello del mare (in metri) del sito.

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}$ (m/s)	a_0	k_0 (1/s)
------	-------------	-------------------	-------	-------------

1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. di Trieste)	25	1000	0,012
2	Emilia Romagna	25	750	0,024
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria)	27	500	0,030
4	Sicilia e prov. di Reggio Calabria	28	500	0,030
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)	28	750	0,024
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)	28	500	0,030
7	Liguria	29	1000	0,024
8	Provincia di Trieste	31	1500	0,012
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,030

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione.

È dato dalla formula

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

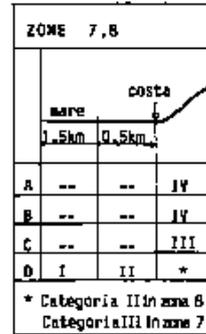
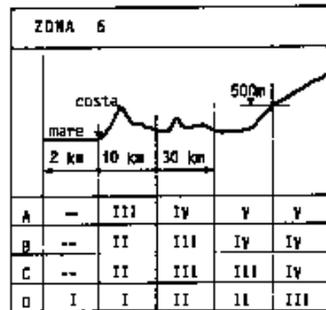
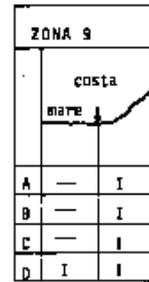
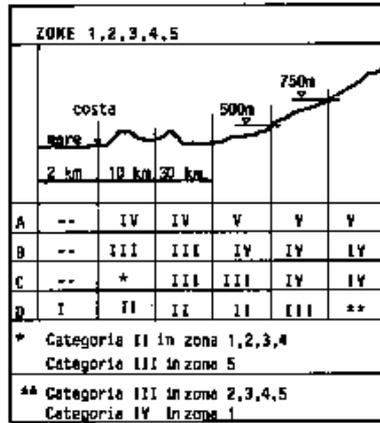
dove

k_r , z_0 , z_{min} sono riportati in tabella in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata nella figura in

funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.



Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Il coefficiente di topografia ct è posto di regola pari a **1** sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane.

Applicando al caso in esame le formulazioni delle norme si ricava la pressione del vento :

$$\bar{p} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma o aerodinamico

c_d è il coefficiente dinamico

In funzione della Regione e della zona in cui è localizzato l'intervento si ricava dalle Norme la velocità v_{ref} misurata a 10 m dal suolo e corrispondente a quella massima con intervallo di ritorno pari a 50 anni, nel caso in esame, a favore della sicurezza, non si applicano i fattori di riduzione in relazione alla quota che in effetti coincide con il livello del mare:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1,6} = \frac{29^2 \text{ m/s}}{1,6} = 525,63 \text{ N/m}^2 \quad \text{dove } v_{ref} = 29 \text{ m/s} \quad (\text{Liguria - zona 7})$$

La categoria di esposizione è la II per cui $kr = 0,19$; $Z_0 = 0,05 \text{ m}$ e $Z_{min} = 4 \text{ m}$
 La quota che si prende a riferimento è $Z = + 4 \text{ m}$ sul livello medio mare (cioè la quota che potrebbe avere un eventuale muro di maggiore altezza rispetto ai $2,5 \div 3 \text{ m}$ di quello attuale).

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

Risulta $c_e = 1,8$

ponendo, $c_p = 1,2$, $c_d = 1$ si ha:

$$\bar{p} = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 525,63 \cdot 1,8 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1.135 \text{ N/m}^2 \cong 116 \text{ Kg/m}^2$$

:

In base ai recenti eventi meteorologici registrati in particolare in data 29 ottobre 2018 si elabora la seguente tabella :

$V_{rif.}$	V	$q_{rif.}$	p	p
m/s	km/h	N/mq	N/mq	kg/mq
29	104,4	525,63	1135,35	116
34	122,4	722,50	1560,60	159
35	126	765,63	1653,75	169
36	129,6	810,00	1749,60	179
37	133,2	855,63	1848,15	189
38	136,8	902,50	1949,4	199
39	140,4	950,63	2053,35	210
40	144	1000,00	2160,00	221
41	147,6	1050,63	2269,35	232
42	151,2	1102,50	2381,40	243

Come si vede risulterebbe che con raffiche di velocità paria a circa 150 km/h la pressione del vento risulterebbe di poco inferiore a 2.400 N/m^2 ($245 \div 250 \text{ kg/m}^2$).

Prendendo in esame le imbarcazioni di maggior dimensione che ormeggeranno a questa banchina, la sezione esposta al vento risulta : $A = 2.5 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 7,5 \text{ m}^2$ (sezione esposta al vento di poppa da ponente-libeccio), essa subirebbe, secondo vigente normativa, una spinta :

$$F_{\text{max}} = 116 \text{ kg/m}^2 \times 7,5 \text{ m}^2 = 8.515 \text{ N (870 kg) .}$$

Valore inferiore al carico di esercizio delle bitte di ormeggio pari a 2.000 kg.

Tabellando per velocità del vento maggiori si ricava :

V rif.	V	A	T	T
m/s	km/ h	mq	N	kg
29	104,4	7,5	8515,13	870
34	122,4	7,5	11704,50	1196
35	126	7,5	12403,13	1267
36	129,6	7,5	13122,00	1341
37	133,2	7,5	13861,13	1416
38	136,8	7,5	14620,50	1494
39	140,4	7,5	15400,13	1573
40	144	7,5	16200,00	1655
41	147,6	7,5	17020,13	1739
42	151,2	7,5	17860,50	1825

Si vede che anche nelle condizioni estreme prese in esame il tiro risulterebbe inferiore (seppure di poco) al carico di esercizio (e non di rottura) di una bitta. Ogni imbarcazione è ormeggiata a 2 bitte che però sono in comune con le imbarcazioni posizionate ai lati. In definitiva su ogni bitta insiste il tiro corrispondente ad una sola imbarcazione. Un vento laterale (mezzogiorno-scirocco) eserciterebbe la maggior pressione sulle prime barche ormeggiate (verso centro canale), queste (con superfici esposte fino a circa 20 mq) eserciterebbero una protezione parziale per le altre imbarcazioni affiancate lungo la banchina.

La banchina debolmente antiriflettente è caratterizzata dai seguenti carichi :

q = sovraccarico in banchina che da origine ad un incremento di spinta

Gs = peso getto in c.a. di livellamento

Gr = peso del materiale di riempimento che grava sul piede interno del prefabbricato

Gc = peso della struttura in c.a. (un elemento è largo 3 m)

S = spinta del materiale di riempimento (tout-venant e scogli di $1^{\wedge} \div 2^{\wedge}$ cat.)

T = tiro effettuato sulla bitta di ormeggio (n° 1 bitta ogni 3 m)

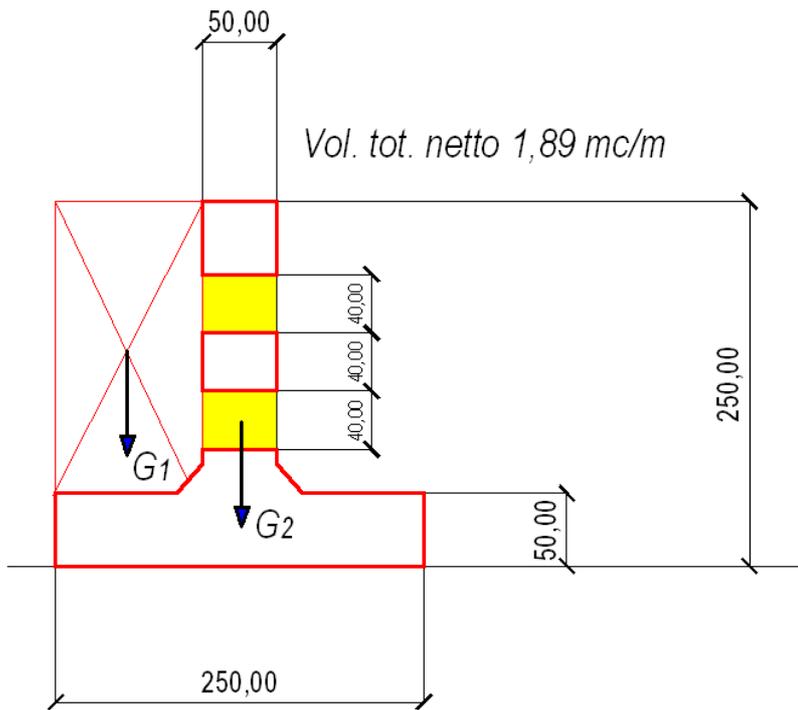
Sono da verificare :

P = pressione sul terreno di appoggio

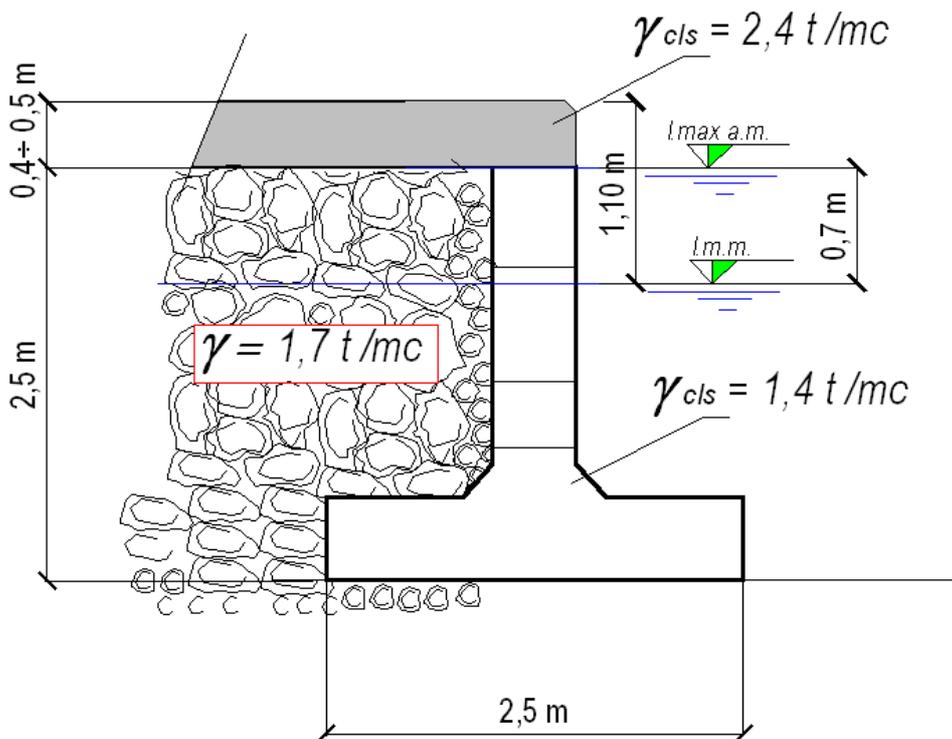
Mr= momento ribaltante

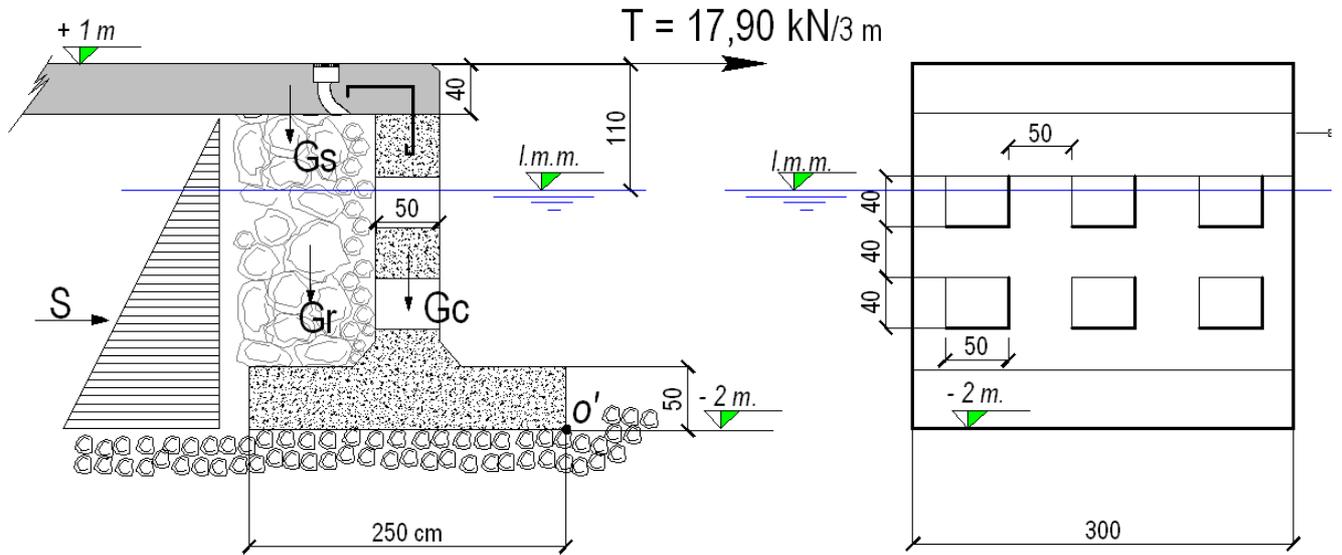
Ms= momento stabilizzante

Fd = forza di attrito che dovrà essere inferiore alla risultante delle spinte orizzontali



peso in aria di un elemento lungo 3 m : 14 t





Su 3 metri di banchina la spinta S risulta pari a 5,3 t (52 kN) avendo ipotizzato, cautelativamente, un angolo di attrito $\varphi = 30^\circ$

Si prende in esame la condizione in cui è presente la massima alta marea : + 0,7 m . In questo caso limite il peso di un elemento prefabbricato (lungo 3 m) è :

$$G_c = 9,81 \text{ t (96,23 kN)}$$

$$G_s = 2,88 \text{ t (28,25 kN)}$$

Per totali 124,49 kN

Il peso stabilizzante dei massi che insistono sulla base interna è :

$$G_r = 6,72 \text{ t (65,92 kN)}$$

Si detraggono 0,6 t per tener conto del riempimento parziale di massi in corrispondenza dei 6 fori presenti nel tratto di banchina. Per totali 0,6 t (5,87 kN)

In totale il peso su 3 metri di banchina è : $124,49 \text{ kN} + 65,92 \text{ kN} - 5,87 \text{ kN} = 184,54 \text{ kN}$)

Il tiro massimo ipotizzato è pari a 17,90 kN (su singola bitta e quindi sempre su 3 metri di banchina)

Considerando un coefficiente di attrito (tra base in calcestruzzo e tout-venant di appoggio) :

$$\phi = 0,70$$

$$\text{Si ottiene : Forza attrito / (forze orizzontali) = } 184,54 \text{ kN} \times 0,70 / (17,90 + 52 \text{ kN}) = \mathbf{1,85}$$

Pertanto è verificata la stabilità allo scorrimento.

Una verifica al ribaltamento rispetto al punto **O'** devono prendere in considerazione sia le forze verticali che la spinta **S** ed il contemporaneo tiro della imbarcazione sulla bitta.

$$\text{Momenti ribaltanti := } S \times 0,90 \text{ m} + T \times 3,10 \text{ m} = 52 \text{ kN} \times 0,90 + 17,90 \times 3,10 \text{ m} = 102,29 \text{ kNm}$$

$$\text{Momento stabilizzante = } (28,25 + 65,92) \text{ kN} \times 2 \text{ m} + 96,23 \text{ kN} \times 1,25 \text{ m} = 308,63$$

$$\text{Il rapporto } M_s / M_r = 308,63 / 102,29 = \mathbf{3,02}$$

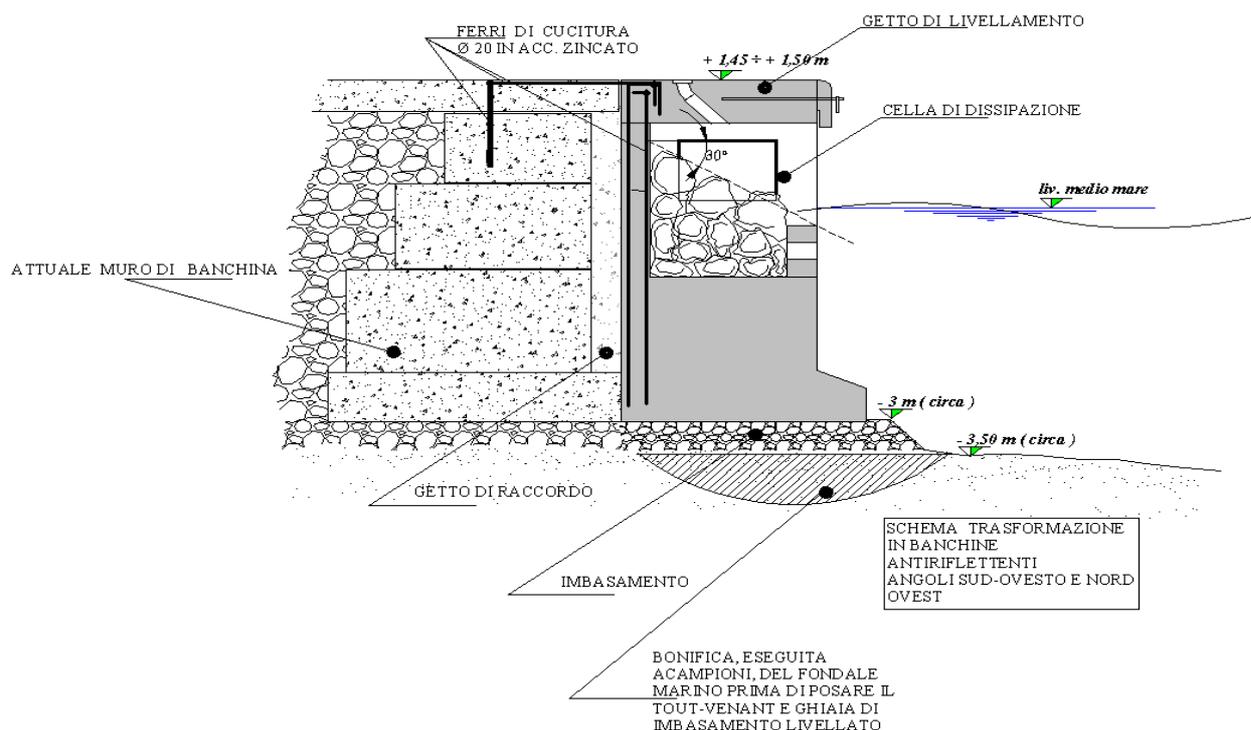
Risulta che il peso complessivo è di 184,54 kN
distribuiti su di una superficie di $A = 250 \text{ cm} \times 300 \text{ cm} = 75.000 \text{ cmq}$
La pressione è quindi dell'ordine di soltanto **2,46 N/cmq**

La base di appoggio è costituita da uno strato di tout-venant rifinito con livellamento di ghiaia.

Il fondale marino è già consolidato in conseguenza del lungo tempo (quasi 50 anni) da parte della scogliera attualmente presente sul lato est dell' ex molo di sottoflutto.
Ne consegue che il carico verticale è ampiamente tollerato dal fondale marino e che non sono prevedibili assestamenti degni di nota.

La banchina antiriflettente nel tratto D-E è verificata anche nella condizione limite caratterizzata da raffiche 150 km/h ed in concomitanza con la massima marea.

– distretto di trasformazione TR-CO2 in aggiornamento al PUC

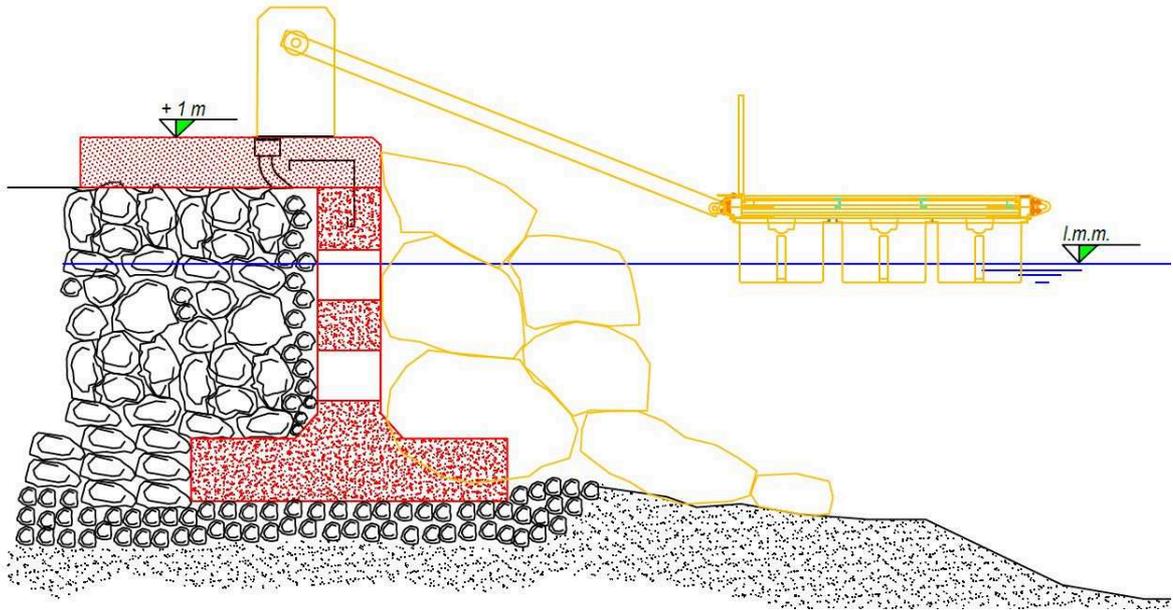


Gli elementi prefabbricati costituenti i tratti antiriflettenti della banchina nell'angolo sud-ovest e nord-ovest avranno dimensioni e quindi, anche per i vuoti della cella di dissipazione, un peso inferiore a quello degli attuali muri di banchina. Muri che a distanza di circa 40 anni dalla costruzione si sono dimostrati stabili seppure sollecitati dai forti carichi trasmessi dalle gru di manovra del cantiere navale che attualmente opera nell'angolo sud-ovest.

In definitiva la pressione sul fondale sabbioso sarà inferiore a quella attualmente trasmessa al fondale marino.

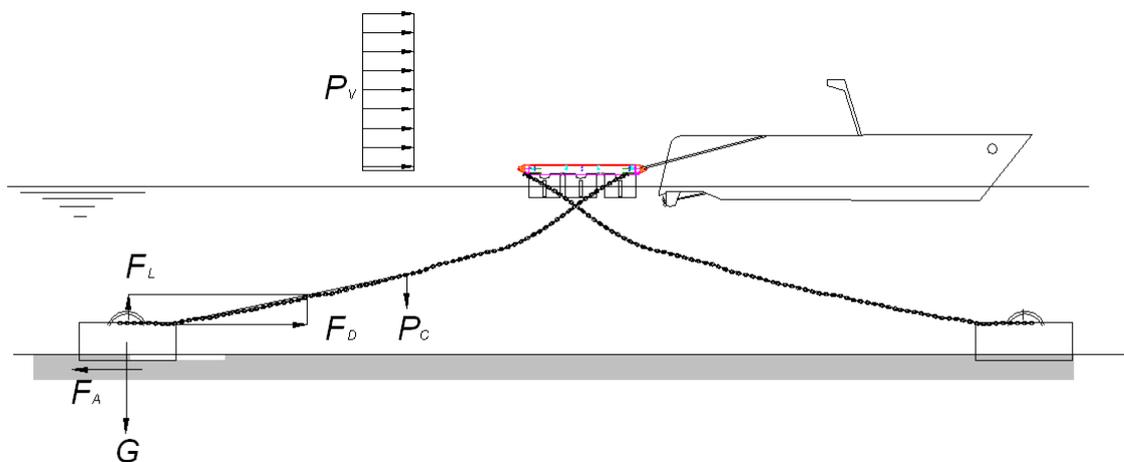
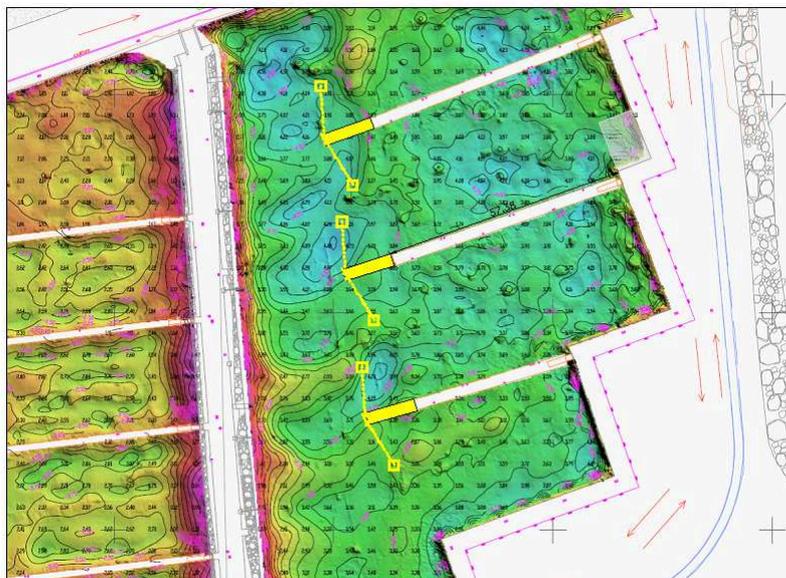
In fase esecutiva si prevede, se necessaria, l'esecuzione di una bonifica a campione del fondale sabbioso in corrispondenza delle superfici che saranno occupate dagli elementi antiriflettenti e ciò prima di procedere con la formazione dell'imbasamento realizzato in tout-venant e rifinito livellandolo con ghiaia. In questo modo si renderà omogeneo il comportamento del suolo di appoggio.

Gli elementi prefabbricati non subiranno una spinta da tergo in quanto questa sarà assorbita integralmente dall'attuale muro di banchina. Si prevede una cucitura tra l'attuale struttura ed i prefabbricati mediante ferri zincati ad aderenza migliorata Ø 20 ogni metro ed annegati nel solettone in c.a. del piano di banchina secondo lo schema di massima riportato in figura. Non è infine da escludersi l'eventualità di collegare i prefabbricati a micropali di fondazione. Le scelte precise saranno effettuate in sede di progettazione esecutiva.



Raffronto stato attuale e stato di progetto

DIMENSIONAMENTO CORPI MORTI PER ORMEGGIO PONTILI



Lo sforzo longitudinale trasmesso alle catene del pontile sotto carico orizzontale determinato dal vento o da manovre delle imbarcazioni all'ormeggio è pari a 130 Kg/ml (valore medio adottato per barche da 8 ÷ 10 ml). pertanto, ogni 12 metri (modulo pontile) si hanno:

$$P_v = 12 \times 130 = 1560 \text{ Kg}$$

Maggiore è la profondità, e minore è lo sforzo cui la catena è soggetta. La profondità minima nel caso in esame è di 3,50 m . Pertanto, a vantaggio di sicurezza, si adotta per tutti i casi una profondità del corpo morto pari a 3.5 ml e non si considera il corpo morto incassato nel fondale.

Forza Orizzontale $F_o = 1560 \text{ Kg}$

Peso unitario della catena immersa 2.7 Kg/m

Lunghezza della catena 17 m

$P_c =$ peso dell'intera catena $= 46 \text{ kg}$, viene trascurato

In base a semplici relazioni di scomposizione delle forze, risulta

Tensione della catena

$F_r = 1590 \text{ kgf}$

$F_o = 206 \text{ kgf}$

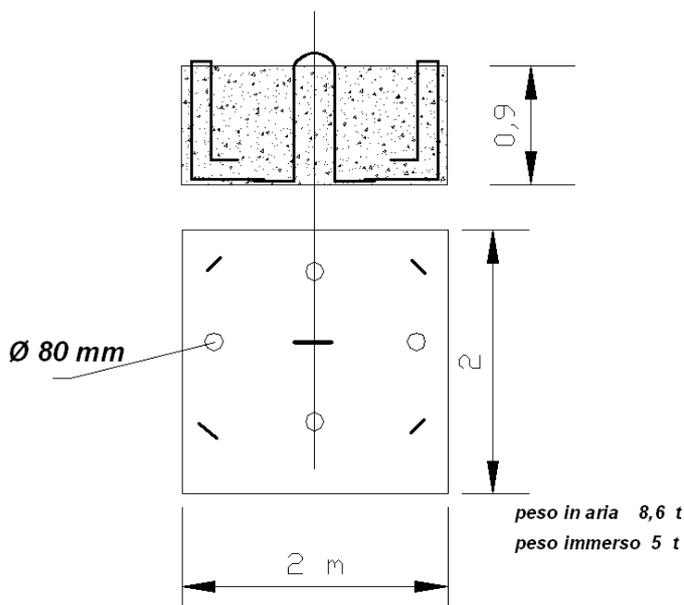
Per cui lo sforzo massimo è pari a 1560 kgf

Tale sforzo, deve essere assorbito dal corpo morto di dimensioni indicative:

$L \times B = 2.00 \text{ m} \times 2,00 \text{ m}$

$H = 0.90 \text{ m}$

Per un peso $G' = 8,6 \text{ tonn}$ (in aria) e di circa 5 tonn immerso in acqua



La verifica al sollevamento fornisce:

- peso del blocco in acqua : $G = 5 \text{ tonn}$

$F_{\text{Attrito}} \sim G * 0,50 = 5000 \text{ kg} * 0,50 = 2.500 \text{ kgf}$

rapporto $F_A / F_o = 2.500/1.560 = 1,6$

Pertanto è garantita la stabilità anche nelle condizioni limite .

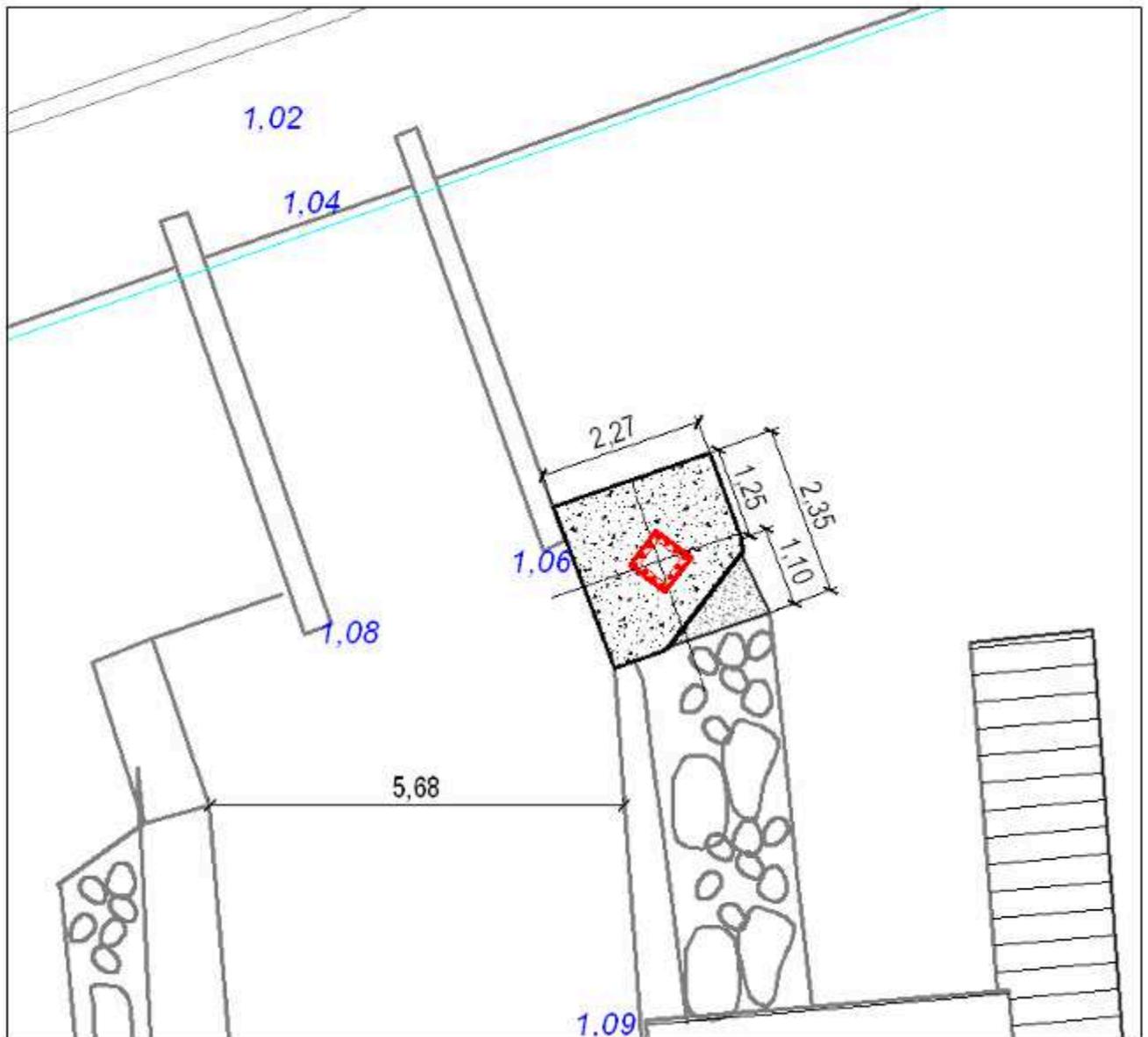
In realtà si cercherà di incassare i corpi morti parzialmente nel fondale sabbioso-limoso in tal modo si potrà beneficiare della contropinta del terreno e dell'effetto ventosa.

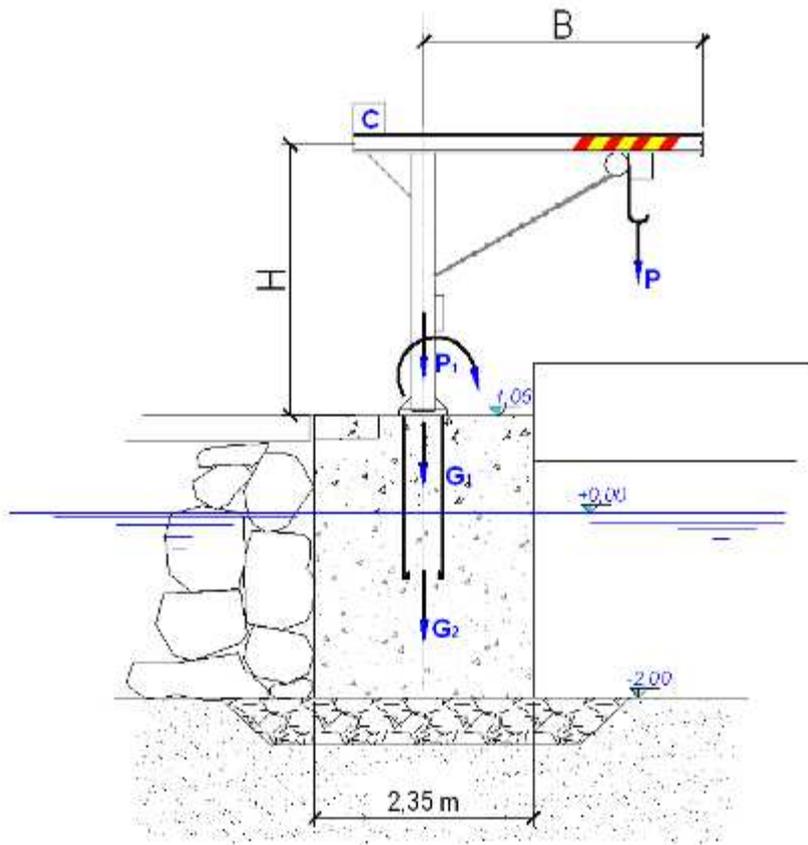
GRU DI ALAGGIO PER PICCOLE IMBARCAZIONI



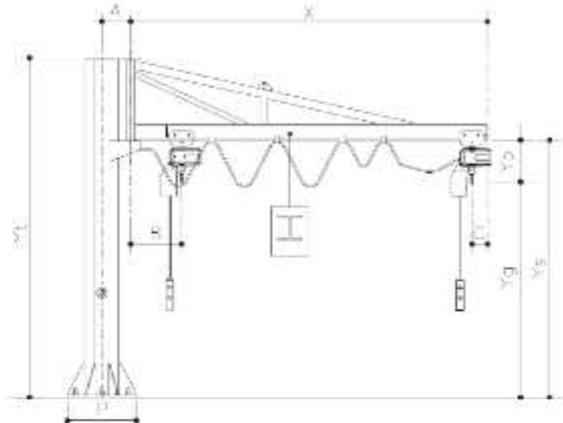
L'attuale gru di alaggio per piccole imbarcazioni ha una capacità di sollevamento fino a 480 kg. Si prevede di installare una nuova gru con portata fino a 1.000 kg. Per portate maggiori si impiegherà il travel-lift previsto nell'angolo sud-ovest del Porto.

Di seguito si riportano le dimensioni del basamento in calcestruzzo su cui è ancorata l'attuale gru e lo sarà quella futura. Il basamento è collegato a sua volta con altre strutture come si evince dalla foto.





Esempio di dati tecnici di gru in commercio



PORTATA MASSIMA	SBRACCIO	ALTEZZA TOTALE	ALTEZZA SOTTO BRACCIO	ALTEZZA PARANCO	ALTEZZA UTILE	INTERASSE PERNO COLONNA	INGOMBRO RACCOLTA CAVI	INGOMBRO CARRELLO PARANCO	LATO PIASTRÀ BASE
Pt (kg)	X (m)	Ht (mm)	Hs (mm)	Hp (mm)	Hu (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	P (mm)
250	3	3000	2450	395	2085	381	420	130	540
250	4	3000	2450	395	2085	381	420	130	540
250	5	3500	2750	395	2355	400	470	130	700
250	6	3500	2750	395	2355	400	470	130	700
250	7	3500	2650	395	2255	400	470	130	700
250	8	4000	3050	395	2655	400	610	150	700
500	3	3500	2750	455	2295	400	480	140	700
500	4	3500	2750	455	2295	400	480	140	700
500	5	3500	2750	455	2295	400	480	140	700
500	6	4000	3150	455	2695	400	551	140	700
500	7	4000	3050	455	2595	400	600	140	800
500	8	4000	3050	455	2595	400	600	140	800
1000	3	3500	2650	505	2145	500	495	155	800
1000	4	4000	3150	505	2645	500	570	155	800
1000	5	4000	3050	505	2545	500	620	155	800
1000	6	4000	3050	505	2545	500	615	155	800
1000	7	4000	3050	505	2545	600	615	155	900
1000	8	4000	2950	505	2455	600	645	155	900

P1 = Peso attuale gru a bandiera : 1000 kgf (stimato)
 P = Peso sollevabile : 480 kgf

Peso basamento :

$$G1 = (2,35 \text{ m } \times 2,27 \text{ m } \times 1,06 \text{ m }) \times 2.400 \text{ kg/mc} = 13.571 \text{ kgf}$$

$$G2 = (2,35 \text{ m } \times 2,27 \text{ m } \times 2,00 \text{ m }) \times 1.400 \text{ kg/mc} = \underline{14.937 \text{ kgf}}$$

$$\text{Totale : } 29.988 \text{ kgf}$$

Peso totale ,arrotondato, dell'imbasamento 30.000 kgf

Il carico P , in fase di sollevamento, trasmette un momento che sposta il carico che però rimane all'interno del terzo medio.

La pressione media al livello del piano di appoggio a quota – 2 m risulta:

$$\sigma_t = 30.000 \text{ kg} / (235 \text{ cm } \times 227 \text{ cm }) = 0,56 \text{ kgf/cm}^2$$

P1 = Peso futura gru a bandiera : 1500 kgf (stimato)
 P = Peso sollevabile : 1000 kgf

Peso basamento :

$$G1 = (2,35 \text{ m } \times 2,27 \text{ m } \times 1,06 \text{ m }) \times 2.400 \text{ kg/mc} = 13.571 \text{ kgf}$$

$$G2 = (2,35 \text{ m } \times 2,27 \text{ m } \times 2,00 \text{ m }) \times 1.400 \text{ kg/mc} = \underline{14.937 \text{ kgf}}$$

$$\text{Totale : P' } 31.008 \text{ kgf}$$

Peso totale ,arrotondato, dell'imbasamento 31.000 kgf

Il carico P', in fase di sollevamento, trasmette un momento che sposta il carico che però rimane anche in questo caso ben all'interno del terzo medio.

La pressione media al livello del piano di appoggio a quota – 2 m risulta:

$$\sigma_t = 31.000 \text{ kg} / (235 \text{ cm } \times 227 \text{ cm }) = 0,58 \text{ kgf/cm}^2$$

Con un modestissimo incremento del 3,6 %

I valori di pressione sul fondale risultano ampiamente nei limiti .

Quando sarà acquistata la nuova gru si produrranno i calcoli di dettaglio comprensivi degli sforzi sui tirafondi di ancoraggio della gru.