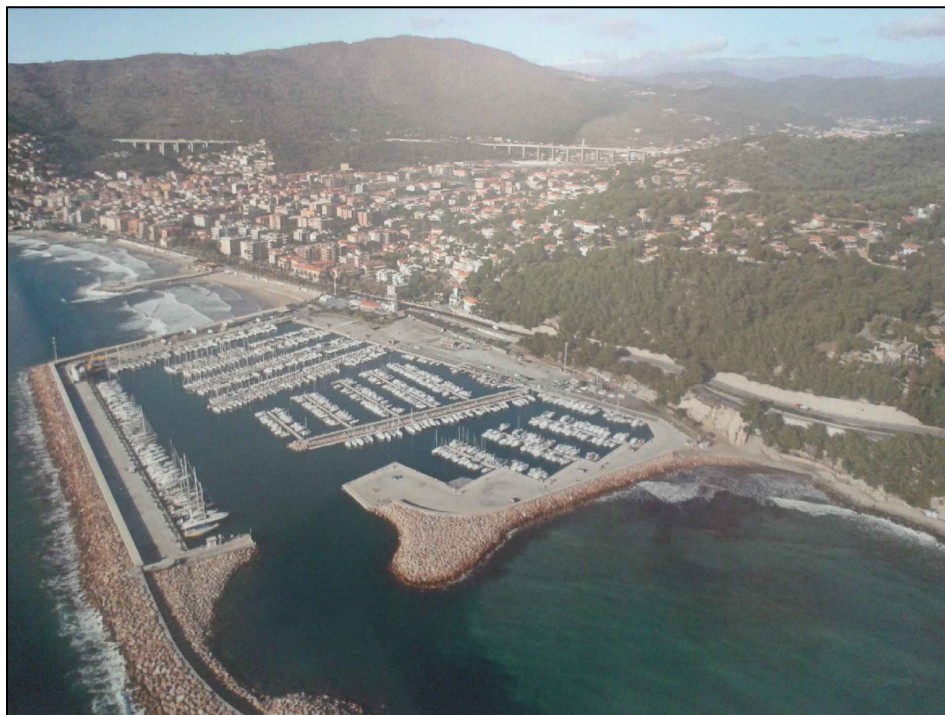


COMUNE DI ANDORA PROVINCIA DI SAVONA



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

Data Maggio 2020

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

revisioni

| | data | note | | |
|---|-------------|-----------------------------------|--|--|
| 1 | Maggio 2020 | Modifiche a seguito conf. servizi | | |
| 2 | | | | |
| 3 | | | | |
| 4 | | | | |
| 5 | | | | |

Elaborato

8

RELAZIONE OPERE MARITTIME

Agitazione residua interna nel Porto di Andora

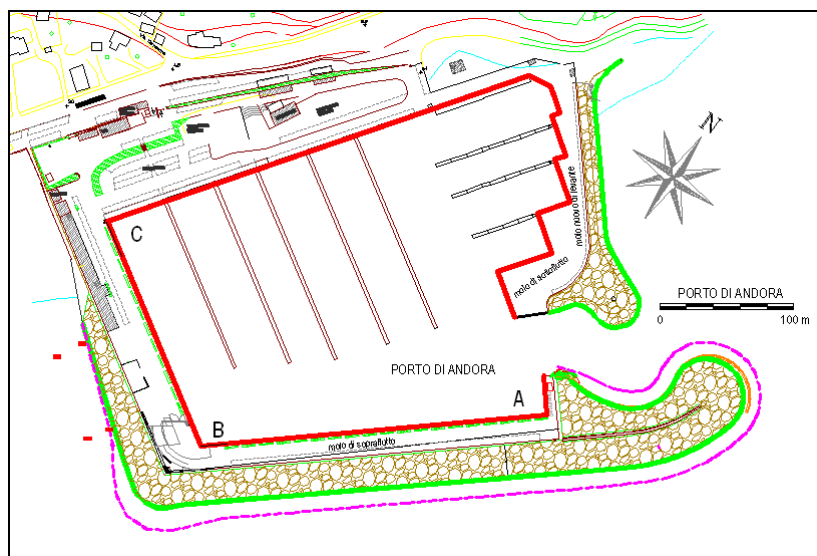


Il Porto di Andora ha una imboccatura in direzione Nord-Est che guarda verso Capo Mele.

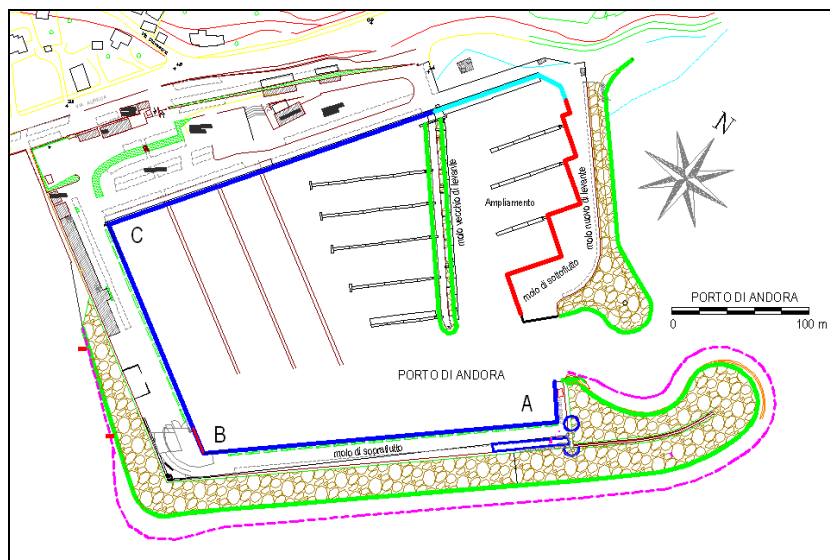


Vista aerea del Porto di Andora e Capo Mele.

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



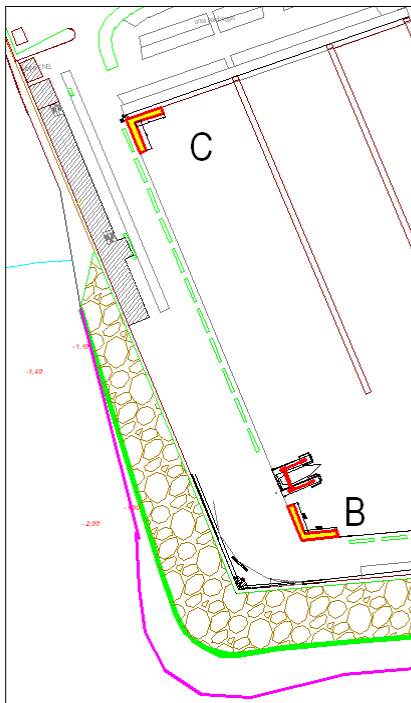
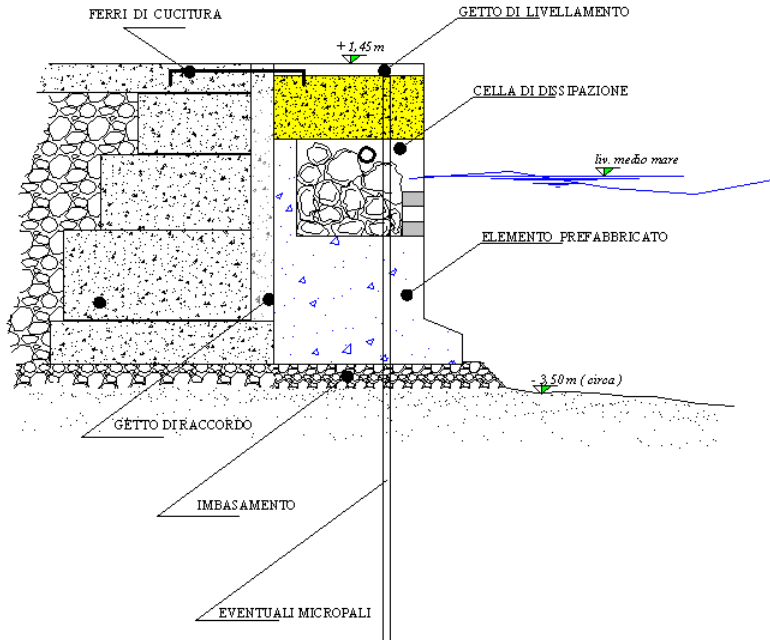
Stato attuale

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

L'angolo maggiormente critico è quello contraddistinto con la lettera **B**. Per trasformare la banchina in antiflettente 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

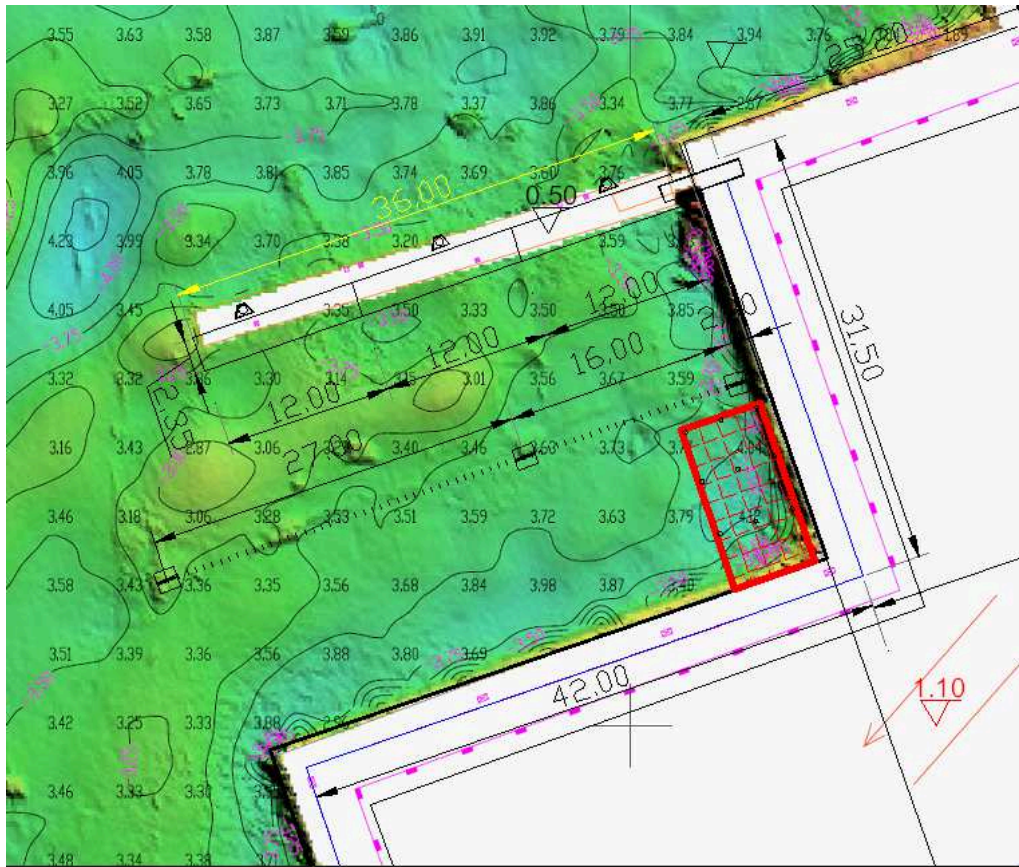
| Componente | Quantità | Prezzo unitario | Importo (€) |
|---|-----------------|------------------------|----------------------|
| Scatolare prefabbricato | 12 mc | 500 €/mc | 6.000,00 |
| Riempimento | 3 mc | 300 €/mc | 900,00 |
| Massi con peso > 300 kg /cad | 5 t. | 40 | 200,00 |
| Getto in cls di 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

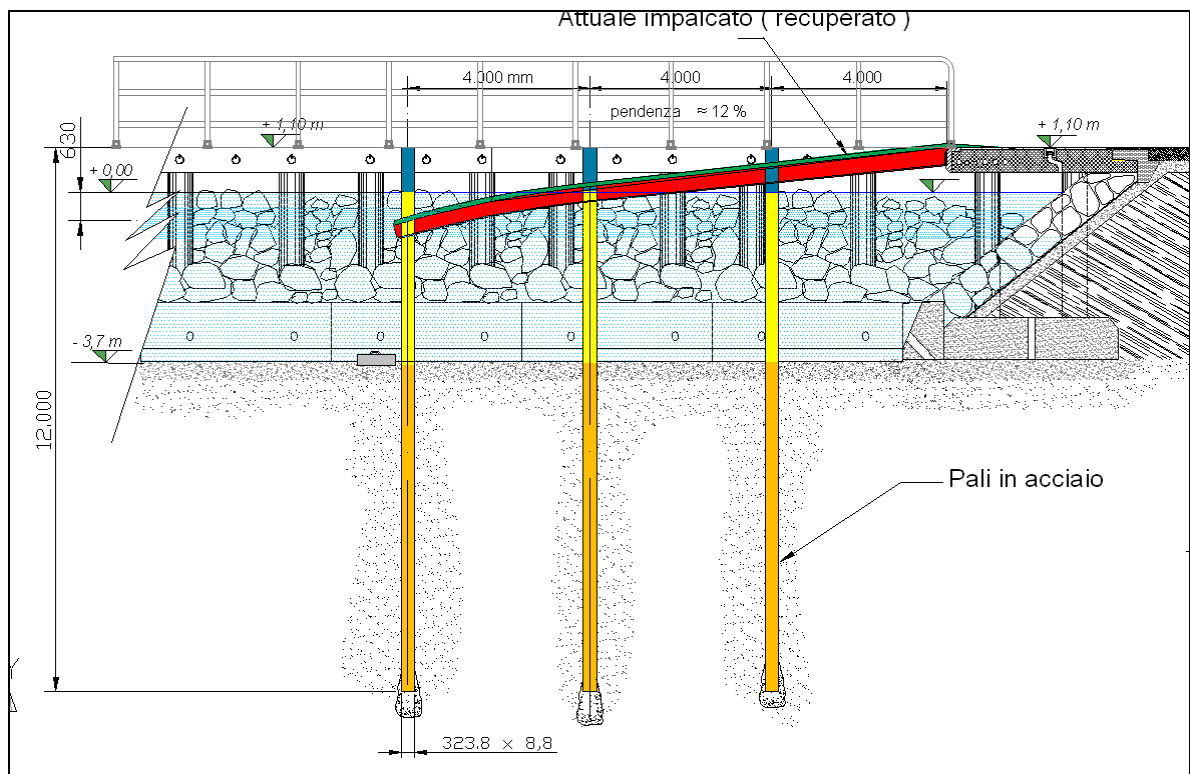


Attuale scaletto di alaggio



Scaletto su rilievo batimetrico

(*Drafin survey srl*)



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.

Sulla base dell’esperienza maturata con l’attuale scalo di alaggio si è ritenuto opportuno mantenere per quello fisso 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) , 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.

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 Richiamando la

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 e 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 assetamento. 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.

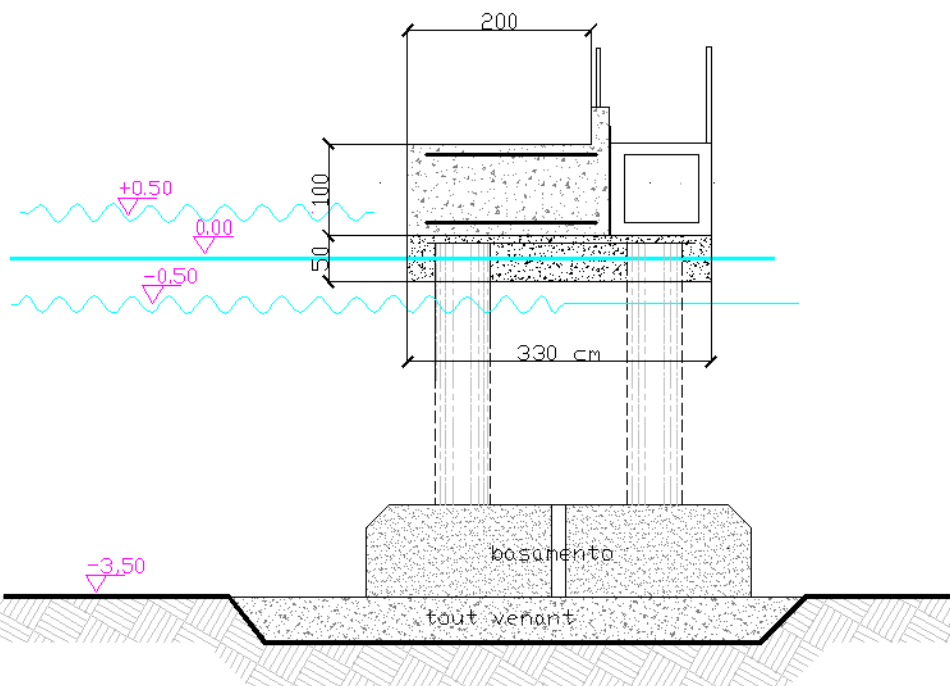
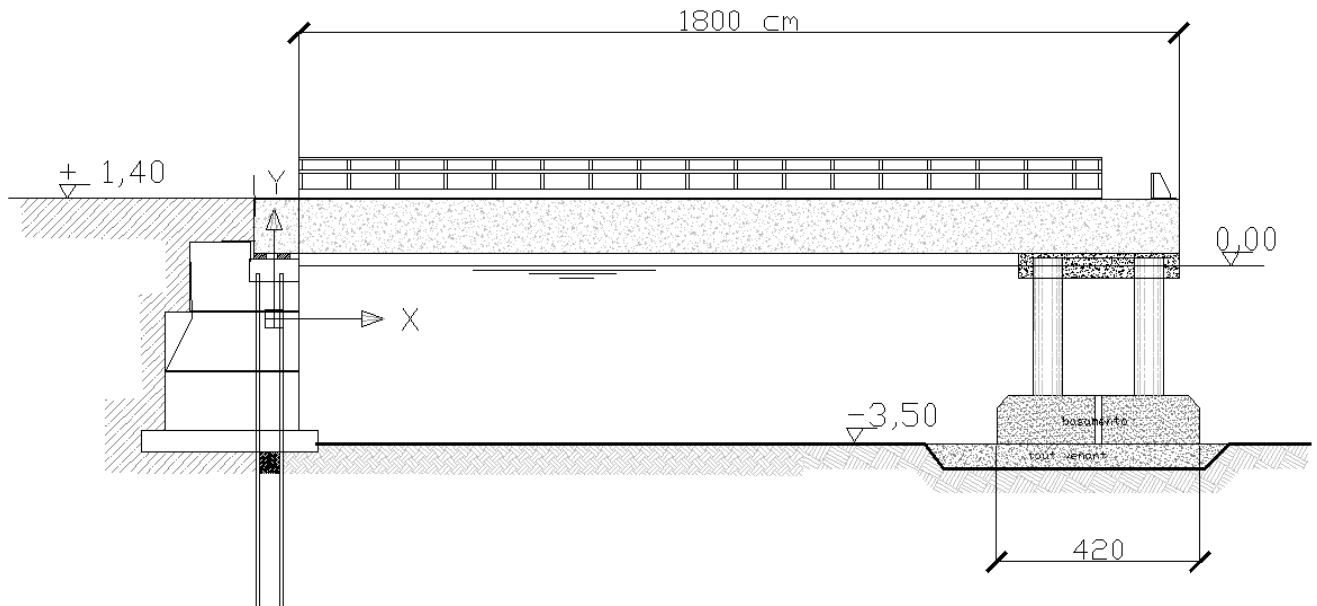
Le travi si prevede siano realizzate con elementi prefabbricati in c.a.p. oppure con uno o due casseri a forma di U all'interno dei quali effettuare la posa delle armature ed il getto di calcestruzzo fino alla quota della banchina. Le travi prefabbricate poseranno su supporti antisismici. In questo modo la costruzione in opera delle travi di scorrimento consente l'impiego di gru di facile reperimento in zona.

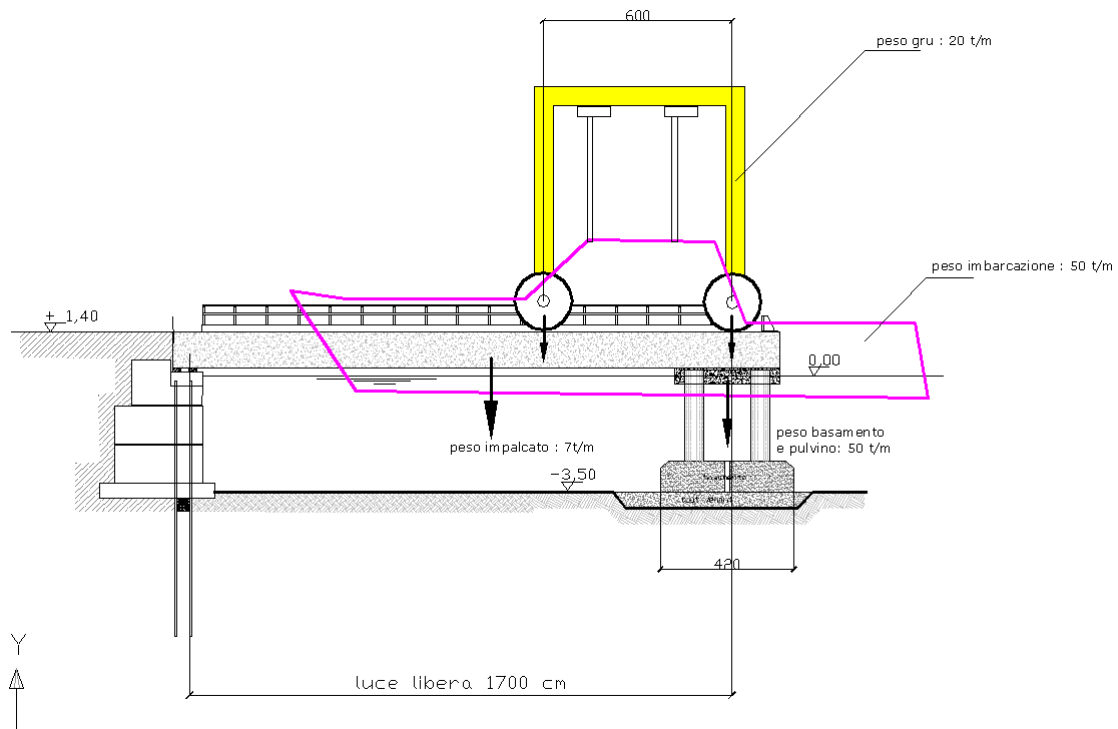
Le banchine, che ad oggi si sono rivelate idonee a supportare i carichi trasmessi dall'autogrù e dalle imbarcazioni, necessiteranno comunque di un intervento di risagomatura. Salvo diverse scelte in fase di progettazione esecutiva, si è prevista la realizzazione di una cortina di micropali , di un rinforzo 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.

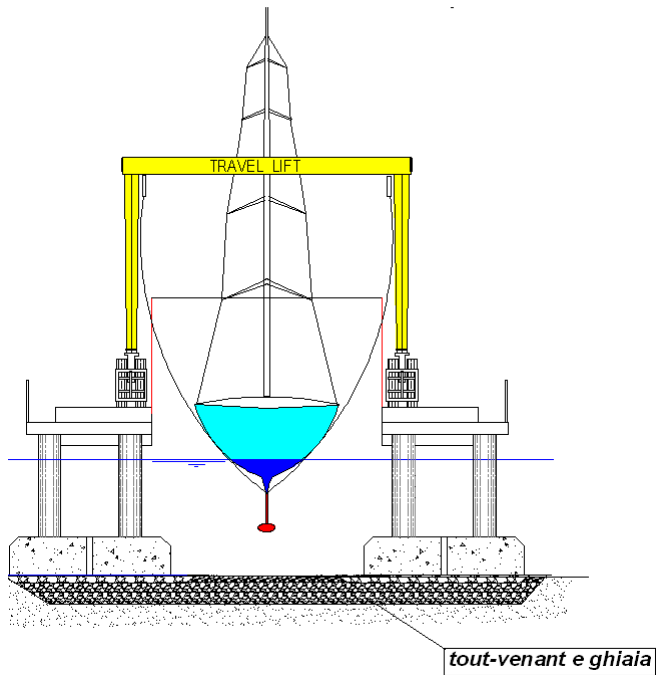
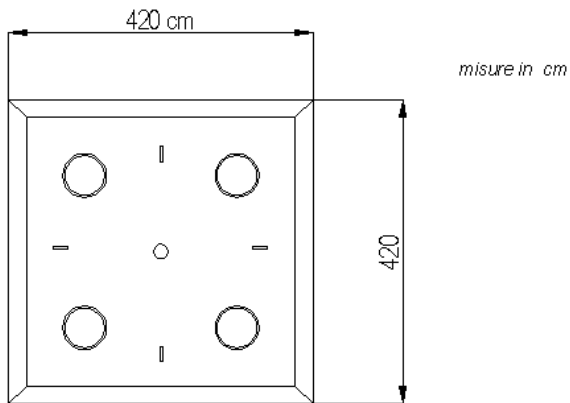
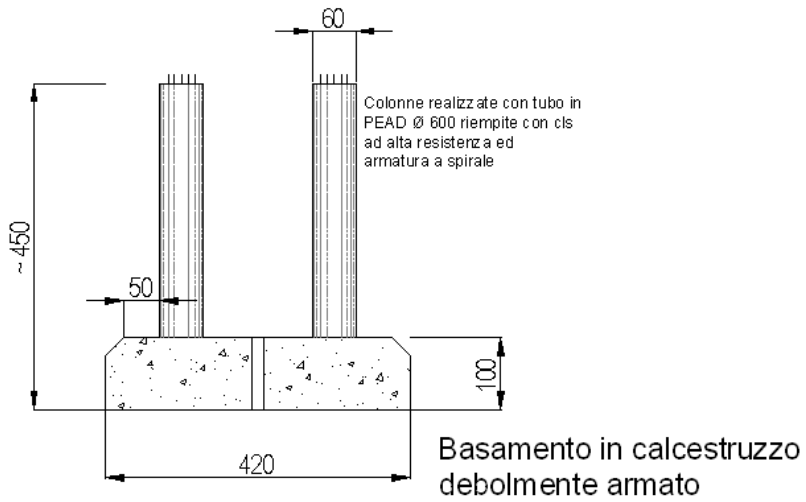
I disegni illustrano gli schemi di quanto descritto.

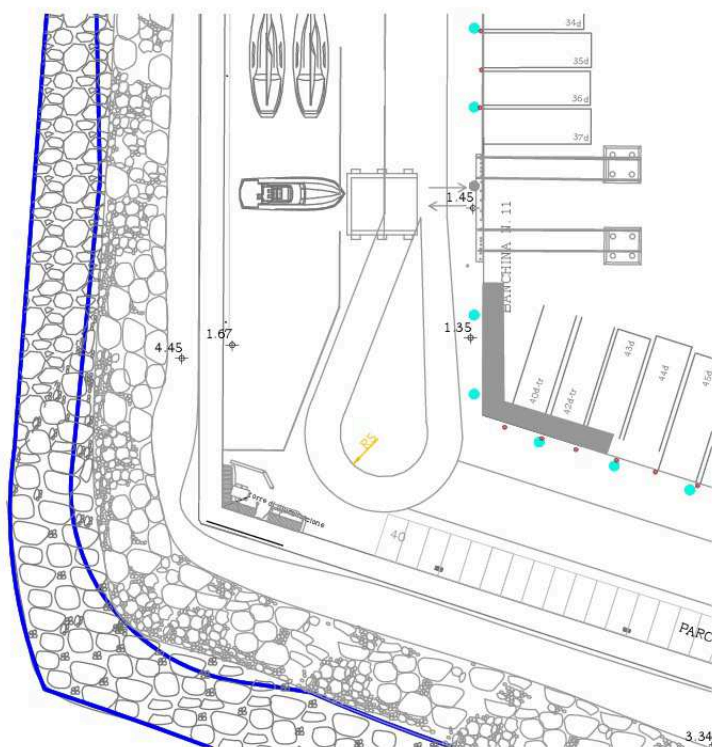
Resta, per ora, incognita la effettiva distanza tra i bordi interni dei 2 pontili per il travel-lift. Attualmente è in esercizio una autogrù da 40 t di portata , ipotizzando per la gru a portale la

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.









Gli schemi illustrano sommariamente le dimensioni dei pontili del travel-lift. In fase di progetto esecutivo, in base alle caratteristiche della gru a portale che sarà impiegata, si potranno tracciare le esatte dimensioni della struttura. Dimensioni che comunque non differiranno molto da quelle indicate e ciò soprattutto per il fatto che i basamenti sono già definiti.

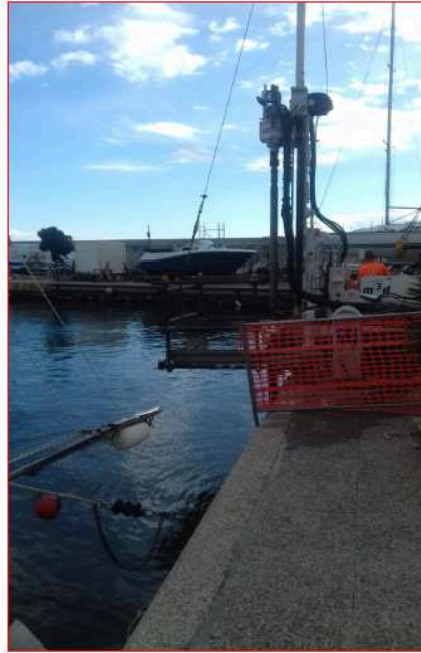


m3d costruzioni
speciali s.r.l.

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

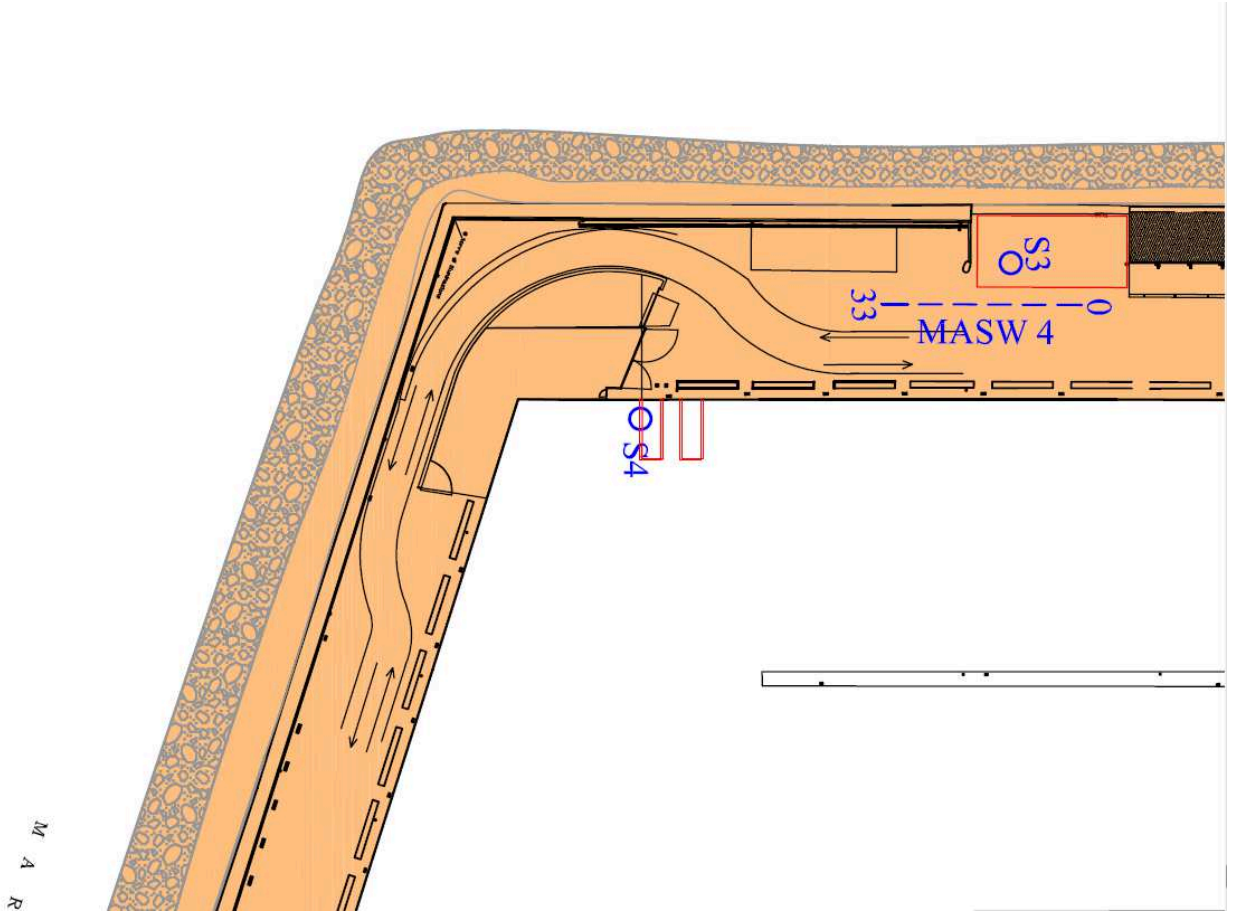


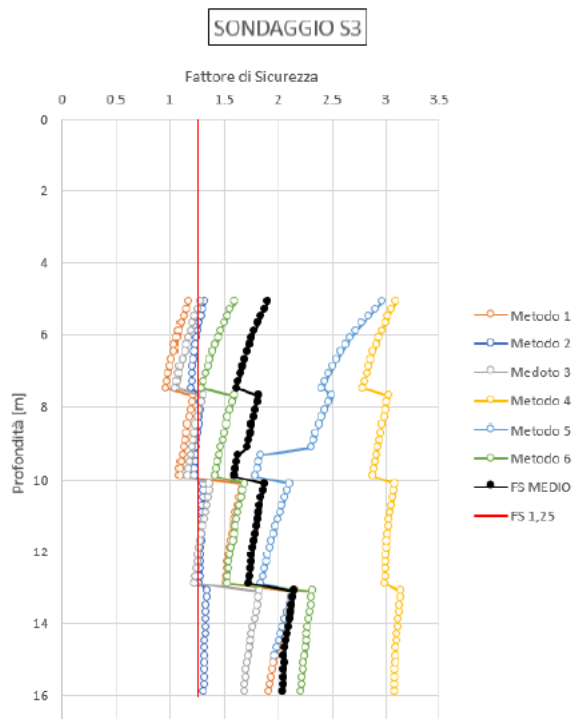
5 | DOCUMENTAZIONE SONDAGGIO GEOGNOSTICO S4

N° allegato

| | | | | |
|-----------|------------|-------|---------------|-------------------------|
| M3D091_18 | 01_02_2019 | - | Luca Maldotti | UNIONE COMUNI VALMERULA |
| codice | data | scala | redatto | committente |

|  | | M3D Costruzioni Speciali S.r.l. Via al Santuario di N.S. della Guardia 49A rosso 16162 GENOVA tel. 010 2518889 e-mail: info@m3dsrl.com | | STRATIGRAFIA SONDAGGIO GEOGNOSTICO Sigla sondaggio S4 | | | | | | | | | | |
|---|------------|---|------------|--|---------------------------|--------|-----------------|--------|----------|----------|-------------|-------------------------|--------|--------------------|
| | | Committente: COMUNE DI ANDORA Cantiere: Porto turistico di Andora Località: Andora (SV) Data: Inizio 11/12/18 Fine 12/12/18 Quota: 0.0 m. s.l.m. | | Dati di perforazione: Tipo di perforazione: <i>carotaggio continuo</i> Diametro perforazione: <i>101 mm</i> Casse: 6 Rivestimento: <i>127 mm da 0.00 m a 28.50 m + 1.50 m h pontone</i> Carotiere semplice: <i>da 4.50 m a 29.00 m</i> Carotiere doppio: - Corona diamantata: - Strumentazione: - | | | | | | | | | | |
| Litologia | Profondità | Descrizione litologica | Carotaggio | Campioni | Prove geotecniche in foro | | | | | Utensile | | | Fields | |
| | | | | | Standard Penetration Test | Result | N ₆₀ | Lehrer | Standard | Meisner | Instrumento | Rivestimento Carotaggio | | Carotiere semplice |
| | 0.00 | | ***** | | prof. | Result | N ₆₀ | | | 76 mm | | | | |
| | 4.50 | FONDALE MARINO | | | | | | | | | | | | |
| | 5.00 | Ghiaia eterometrica sabbioso-limosa; clasti poligenici da subangolari a subarrotondati; colore grigio-beige. | | | | | | | | | | | | |
| | 8.20 | Sabbia prevalentemente fine limosa debolmente ghiaiosa e debolmente ciottolosa; colore grigio. | | | | | | | | | | | | |
| | 10.00 | Ghiaia eterometrica sabbioso-limosa; clasti poligenici da subangolari a subarrotondati; colore grigio. | | | | | | | | | | | | |
| | 18.00 | Sabbia prevalentemente fine limosa debolmente ghiaiosa; colore grigio. | | | | | | | | | | | | |
| | 18.00 | Ghiaia eterometrica sabbioso-limosa, localmente con limo, debolmente ciottolosa; clasti poligenici da subangolari a subarrotondati, localmente arrotondati; colore grigio-beige. | | | | | | | | | | | | |





Indice potenziale liquefazione per i vari metodi:

1. IPL (Iwasaki)=0.08 Zcrit=20 m Rischio=Basso
2. IPL (Iwasaki)=0 Zcrit=20 m Rischio=Molto basso
3. IPL (Iwasaki)=57.9 Zcrit=20 m Rischio=Molto alto
4. IPL (Iwasaki)=0 Zcrit=20 m Rischio=Molto basso
5. IPL (Iwasaki)=0 Zcrit=20 m Rischio=Molto basso
6. IPL (Iwasaki)=0 Zcrit=20 m Rischio=Molto basso

In base ai risultati della relazione geologica e geotecnica risulta, per il sondaggio S3, che l'indice di potenziale liquefazione del sedimento è bassa o molto bassa. Non è invece stata eseguita una analoga analisi per il sondaggio S4, quello realizzato in vicinanza 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 relativamente moderato delle travi orizzontali, 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. 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)

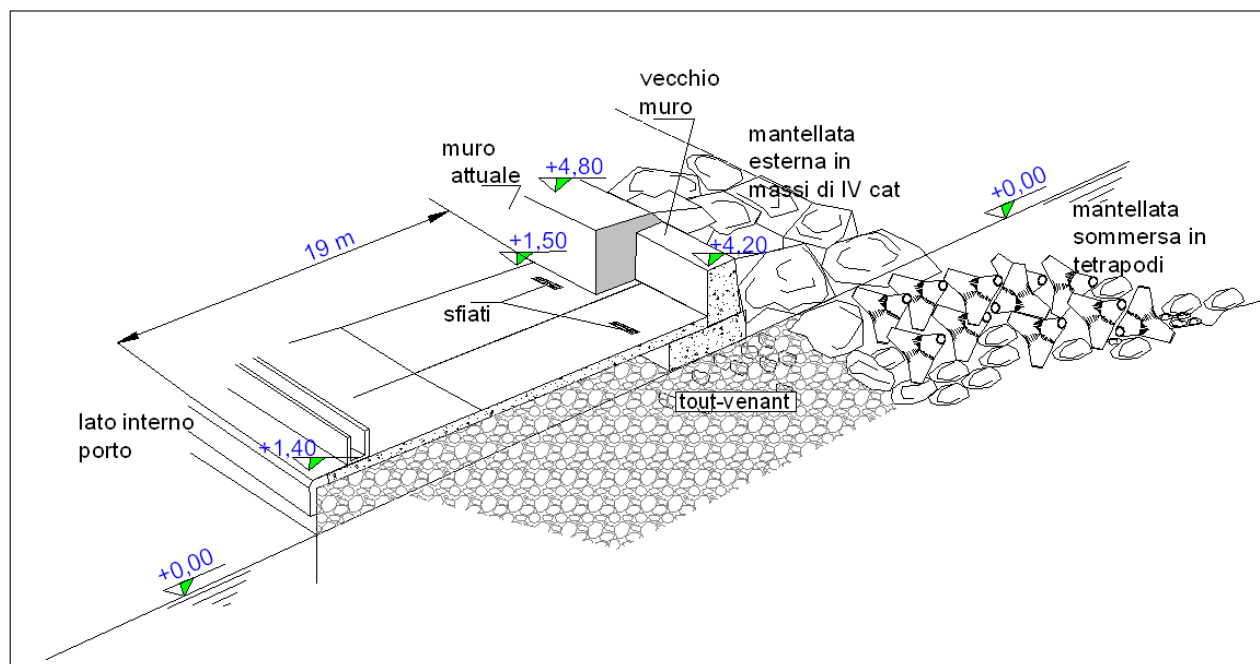
La tracimazione si verifica anche nella parte terminale della diga e fino alla testata dove la quota del muro è limitata a + 4,00 m sul l.m.m., ma non è un problema sia per le persone a cui è interdetto l'accesso che per la struttura in quanto sul lato interno è presente un'ampia scogliera di massi di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

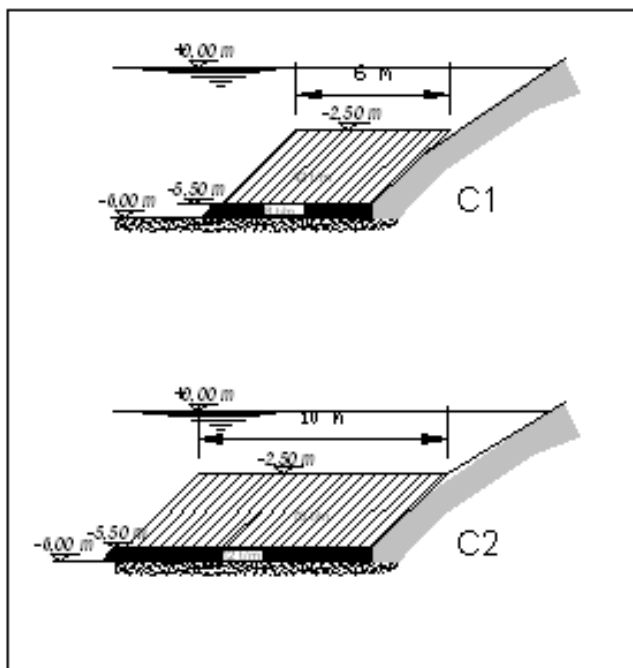
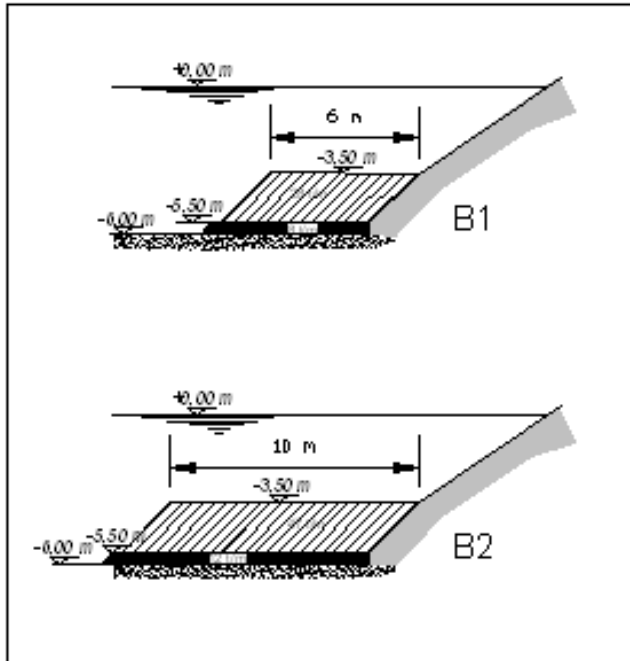


Questa soluzione ha soddisfatto nell'ultimo decennio gli aspetti di stabilità statica. Infatti da un controllo recente è risultato che tutti i giunti di dilatazione non presentano assestamenti differenziali. Per contro, in alcuni tratti, in occasione delle mareggiate più intense si riscontra una portata 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

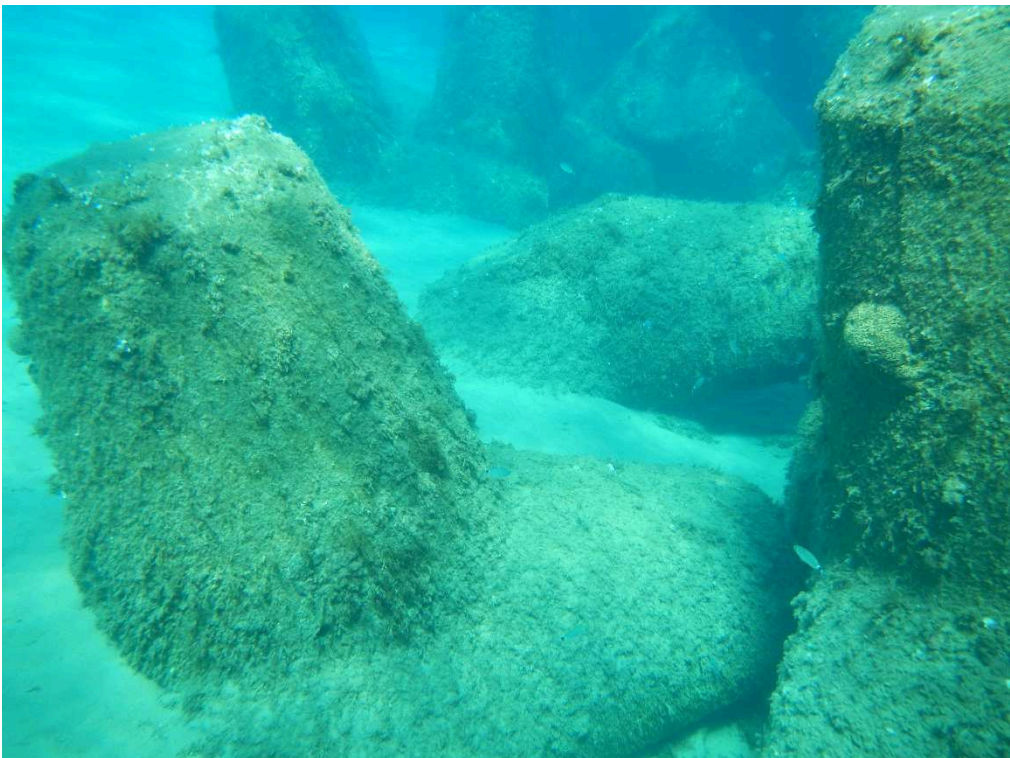


Massi di oltre 10 t nella parte esterna mentre nella parte sommersa sono sostituiti da tetrapodi da 8 t e massi di 1^a e 2^a categoria.



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 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.

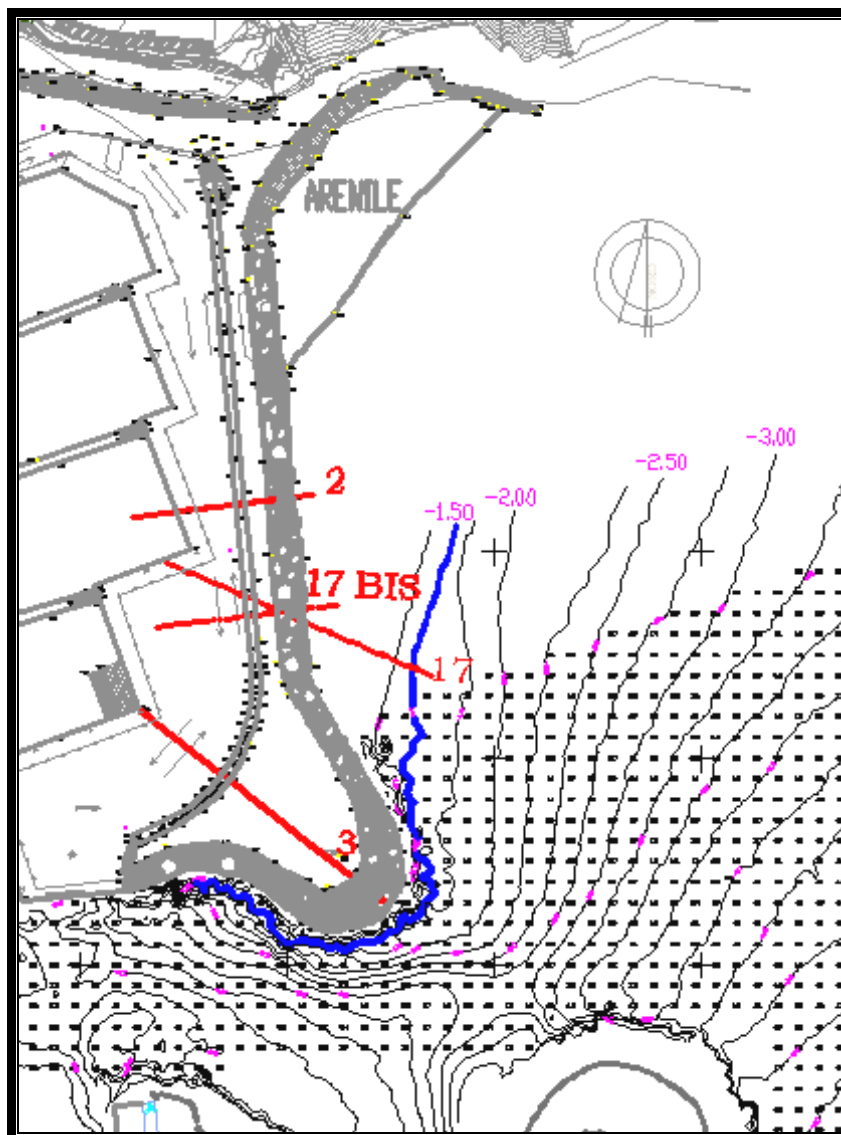
A tergo dell'attuale conformazione di quest'ultima struttura protettiva trova spazio una banchina pedonale e carrabile sulla cui estensione sorgono tre pontili d'ormeggio ed in prossimità dell'estremità protetta di tale opera nasce uno scivolo di varo ed alaggio per natanti di lunghezza fino a 4.5 m.

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:

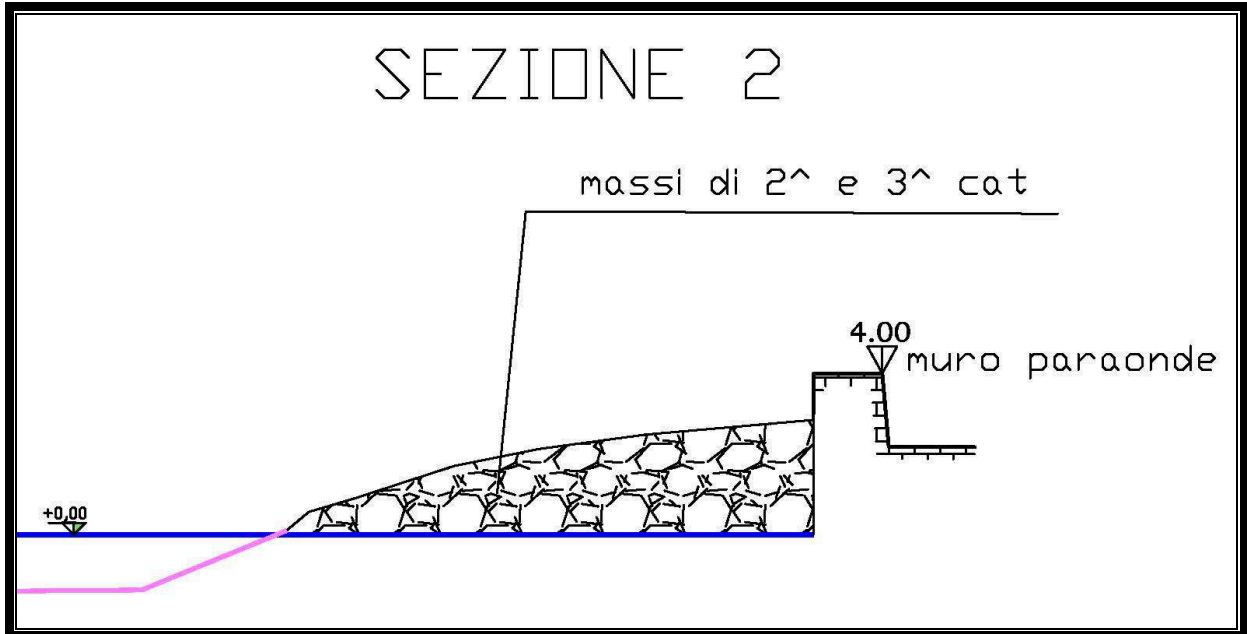


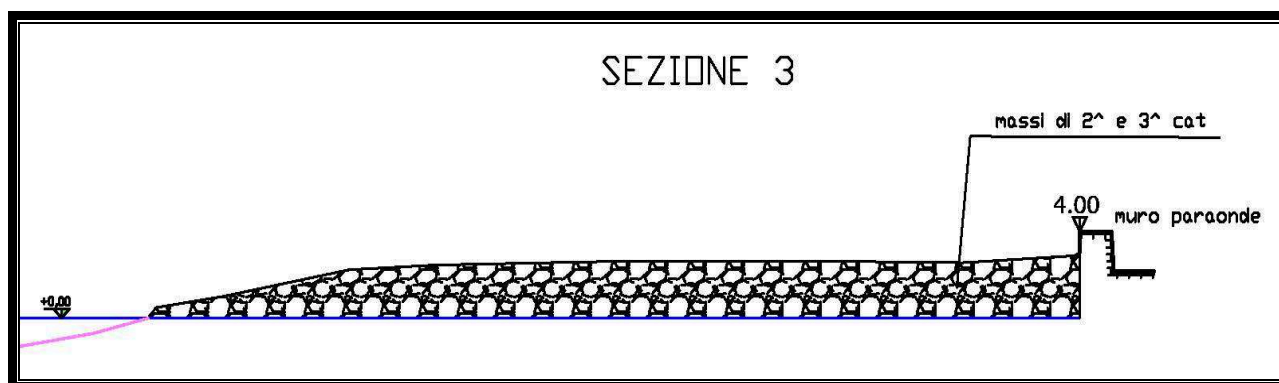
Le profondità in corrispondenza dei fondali antistanti alla scogliera del molo di sottoflutto oggetto di studio, sono facilmente deducibili, con adeguata precisione, dai rilievi batimetrici di cui di seguito si riproducono graficamente le rispettive rilevazioni, evidenziando, contempo, le tre sezioni 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 paraonda, 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;
- $D_{piattaforma}$ 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 | ≈1% | 1.16 |
| SEZIONE 17 | ≈ 6% | 1.4 |
| SEZIONE 17 BIS | ≈ 5% | 1.3 |
| SEZIONE 3 | ≈ 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 | 25 | 50 | 100 |

| | | | |
|--|----|----|----|
| generale | | | |
| 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 ondate 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 | 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 |
| 10 ⁻² | | | | 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 | 0.1 |
| | | Pericoloso per opere a parete | | | 0.03 | | |
| 10 ⁻⁵ | Da escludere il parcheggio per dighe a parete verticale | Percorso | | | | | 0.02 |
| | | difficoltoso ma | | | | | 0.01 |
| 10 ⁻⁶ | Non percorribile con sicurezza alle alte velocità | non pericoloso | Qualche danno alle opere accessorie | | | | 0.004 |
| | | | | | | | 0.001 |
| 10 ⁻⁷ | Percorribile con sicurezza a tutte le velocità | Percorso bagnato non difficoltoso | 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 presa in esame, avviene attraverso il calcolo del parametro denominato Run-up a cui è attribuita una probabilità di superamento del 2% da parte delle ondazioni che intervengono presso tale 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 ondazioni 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 suddetto 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 per il

parametro appena trattato 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 considerata, 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 in accordo alla rispettiva indicazione di cui al Testo di riferimento EurOtop 2018 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:

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

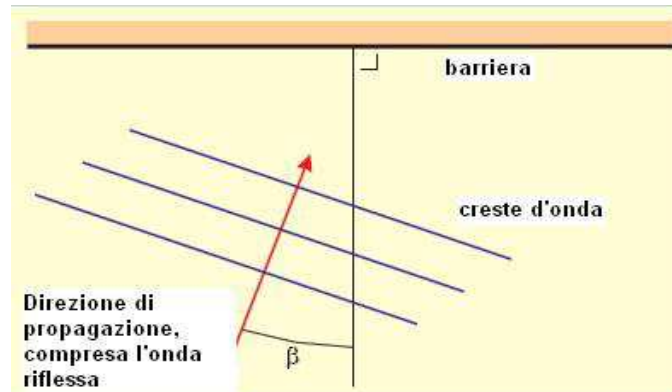
Per ciò che concerne il solo profilo numero 3, la situazione d'attacco peggiore è caratterizzata dal seguente calcolo per il fattore γ_{β} valido per onde a cresta breve ed ancora afferente al calcolo del run-up al 2% di probabilità di superamento:

$$\text{per } 0^{\circ} \leq |\beta| \leq 80^{\circ}$$

$$\begin{cases} \gamma_\beta = 1 - 0.0022 \cdot |\beta| \\ \text{per } |\beta| > 80^\circ \end{cases} \quad \text{si adotta il valore di } \gamma_\beta \text{ pari a } 0.824$$

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

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

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 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 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 ondate 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 $R_c / R_{u2\%}$) (%) | P_{ov_2} (Probabilità di tracimazione del molo di sottoflutto in funzione del rapporto $A_c \cdot D_n / (0.19 \cdot H_s^2)$) (%) |
|-----------------------|--|---|--|--|
| 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.

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 |
| | | | | Danni se la scarpa a tergo non è protetta | | | 20 |
| 10 ⁻² | Da escludere il parcheggio ovunque | Pericoloso per opere coperte da vegetazione e per le dighe a berma orizzontale | Danni se la cresta non è protetta | Inizio di danno | | | 10 |
| | | | | | | | 2 |
| 10 ⁻³ | | | | | | | |
| 10 ⁻⁴ | Da escludere il parcheggio per dighe a parete verticale | Pericoloso per opere a parete | Percorso | | | Nessun danno | 0.1 |
| | | | | | | | |
| 10 ⁻⁵ | Non percorribile con sicurezza alle alte velocità | difficoltoso ma non pericoloso | Qualche danno alle opere accessorie | | | Nessun danno | 0.02 |
| | | | | | | | |
| 10 ⁻⁶ | Percorribile con sicurezza a tutte le velocità | Percorso bagnato non difficoltoso | Nessun danno | | | | 0.004 |
| | | | | | | | |
| 10 ⁻⁷ | | | | | | | 0.001 |

SEZIONE 17

SEZIONE 17 BIS

SEZIONE 2

SEZIONE 3

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

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

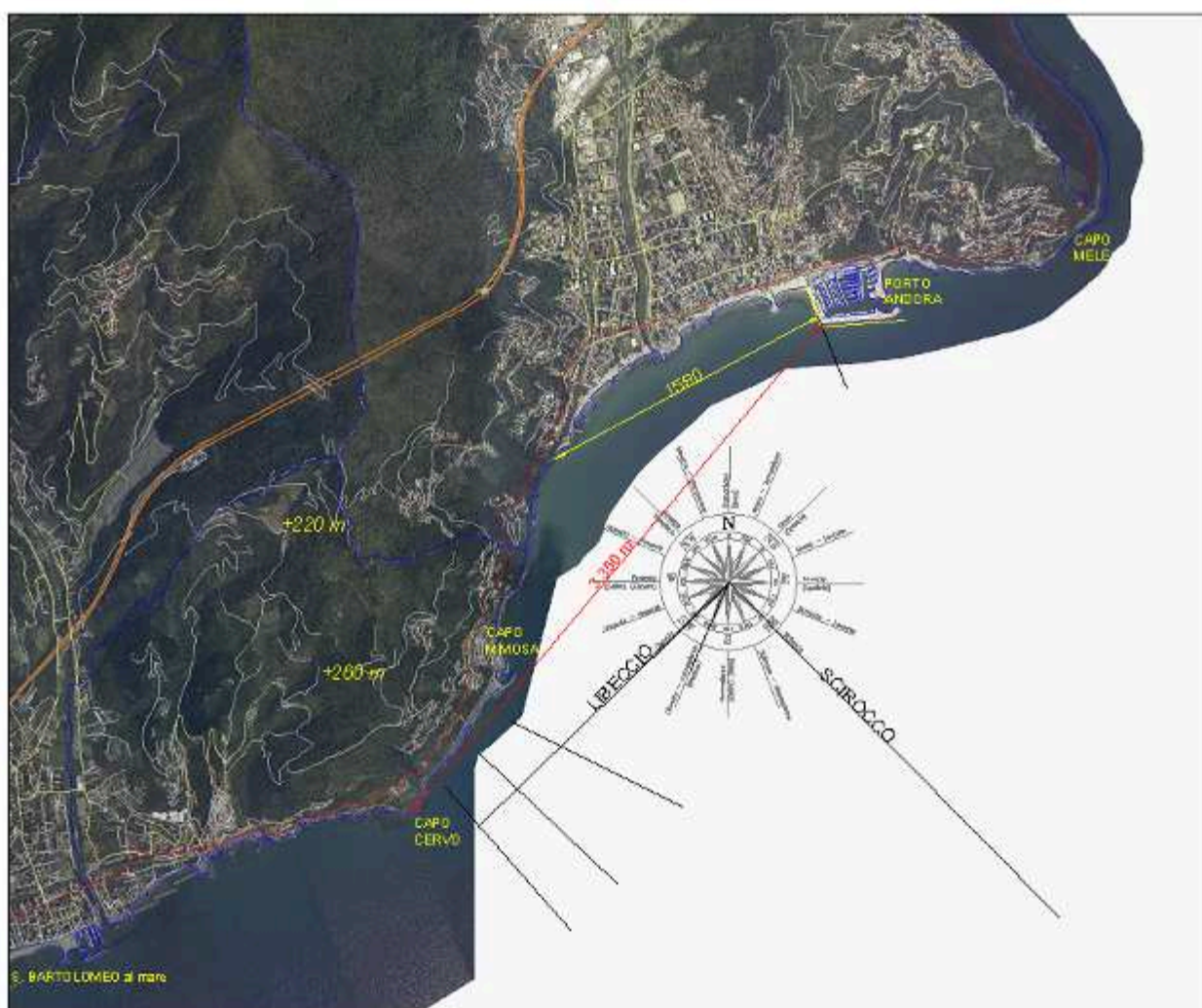
La quota del muro paraonde in calcestruzzo per gran parte del primo braccio della diga è stata innalzata dalla quota originaria di + 3,80 ÷ 4,20 m a + 4,80 m operando anche un allargamento da circa 1,3 m a 3 m. Solo un breve tratto iniziale è rimasto con la vecchia sezione. In corrispondenza di questo tratto la scogliera esterna è analoga per pendenza e dimensione dei massi a quella della parte terminale del primo braccio ((sez- 12 → sez. 10) , la parte sommersa è molto ridotta dato che il fondale è di soltanto 1 ÷ 1,30 m.

Nel 2013 venne presentato un calcolo di verifica del run-up e della portata di tracimazione. Delle opere foranee del Porto di Andora. Risultò che il secondo braccio presentava una portata di tracimazione elevata e pertanto si rimediò prevedendo una berma sommersa a quota – 2,50 m realizzata con massi di 3^a categoria. Il primo braccio risultava invece al riparo dalle fondazioni tra la linea di spiaggia e la sezione 11 (rif. alle figure in allegato) . Si era pertanto previsto di realizzare un camminamento a quota + 4,80 m ed una scala che interrompeva il passaggio dopo 65 m dalla estremità del lastrico solare che sovrasta i locali commerciali (bar-negozi di articoli per la nautica- ecc.). Rifacendoci al parere prot. IN/2013/4395 della Regione Liguria ed a successive considerazioni si optò per non realizzare una passeggiata di così breve lunghezza. La più recente, e definitiva, configurazione della zona ovest del Porto prevede la realizzazione di un edificio destinato a cantiere navale. Per avere la certezza di una assenza di portata di tracimazione, che potrebbe danneggiare il rivestimento in legno dell'edificio, si è previsto di realizzare una sorta di risberma fino alle sezione 12 . Date le modeste profondità si dovranno impiegare massi di 1^a categoria posati su un sottofondo in tout-venant.

In corrispondenza del primo braccio della diga foranea i tetrapodi sono stati sostituiti con massi di IV categoria. I fondali degradano rapidamente dai circa 4 m in corrispondenza della sezione 10 (con riferimento alla planimetria) a 2 metri in corrispondenza della sezione 11 e di soltanto 1 ÷ 1,30 m metro in corrispondenza della sezione 12.

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 del fondali antistanti le opere di difesa portuali ma anche fenomeni localizzati di escavazione in prossimità della base della scogliera.

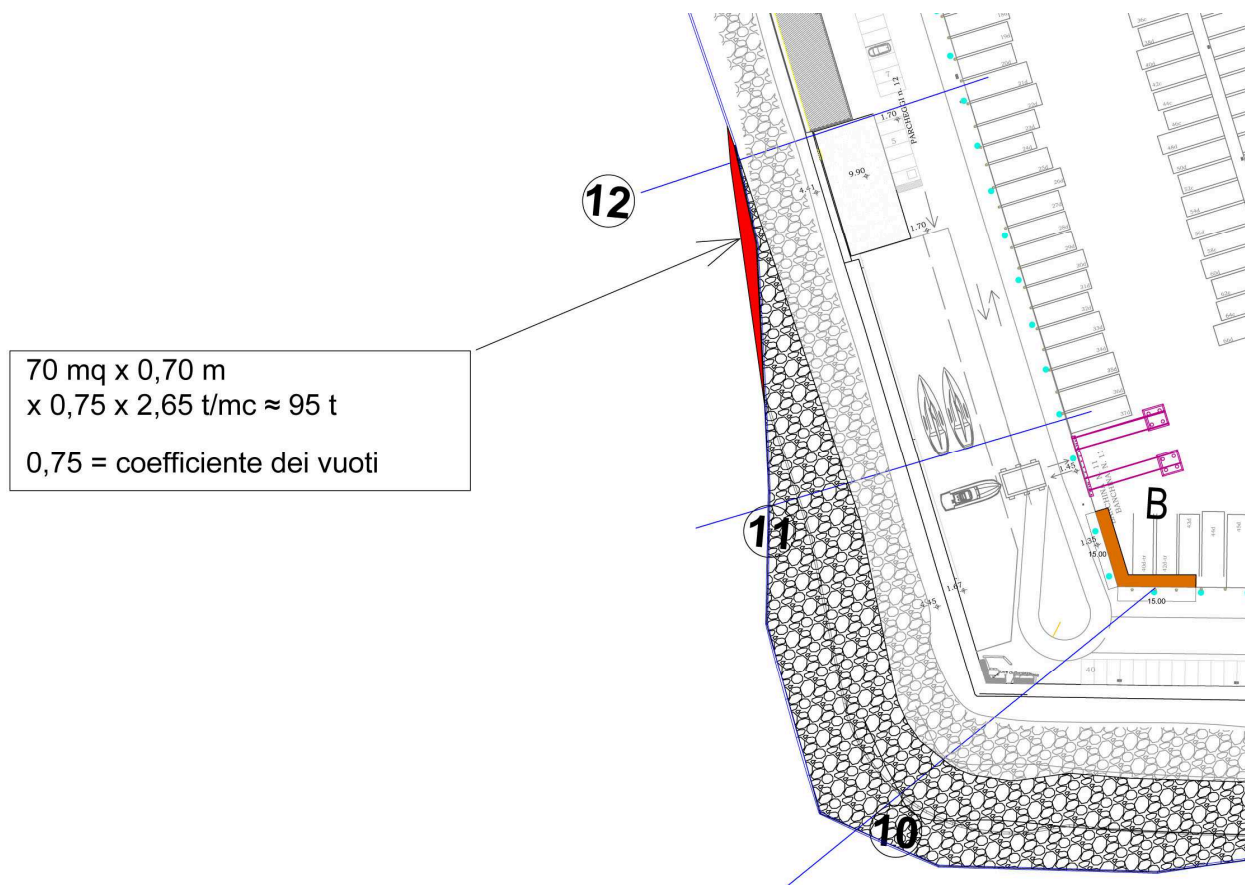
Le onde maggiormente critiche sono quelle provenienti da scirocco e da mezzogiorno mentre quelle da libeccio sono mitigate in quanto trovano un parziale ostacolo in Capo Cervo.



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.



Come si nota dalla foto a causa dell'andamento batimetrico dei fondali le onde si dispongono parallelamente alla linea di riva e così incidono lateralmente sulla scogliera. Si è previsto di realizzare un capannone destinato alla nautica, struttura che sarà aderente al vecchio muro in calcestruzzo. La figura seguente illustra la zona presa in esame. Per migliorare ulteriormente la capacità della mantellata di ostacolare la risalita dell'onda si prevede di disporre, sui bassi fondali, una quantità di massi di circa 95 t (zona evidenziata in rosso).



Per quanto riguarda il calcolo del run-up si rimanda alla relazione di cui si è detto e , per confronto, si può fare riferimento alla relazione sviluppata per la diga di sottoflutto rispetto a questa si avrebbero per la sezione 12:

- profondità del fondale inferiori al piede della mantellata inferiori a quelli della sezione 17 che è stata verificata.

- fronte di attacco delle onde parallelo alla direzione del primo braccio della diga e quindi molto meno critico rispetto a quanto verificato per la sezione 17.

Questi elementi consentono di escludere la possibilità di tracimazione e quindi il rischio di arrecare danni al capannone per il cantiere navale.



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.

MINUTA



REGIONE LIGURIA

DIPARTIMENTO AMBIENTE

Genova, 4 Luglio 2013

Prot. n. IN/2013/12915

Allegati:

Fascicolo: 2008/G13.13.1/16-11

SETTORE: Ecosistema Costiero e Ciclo delle Acque

Al Settore Urbanistica e Tutela
del Paesaggio

OGGETTO: Conferenza di Servizi per
approvazione variante al P.P. del
Porto ed al PUC – Comune di Andora

Facendo seguito al parere espresso con nota n. IN/2013/4395 del 06/03/2013, riportiamo una valutazione sulle integrazioni fornite in merito al calcolo del run-up e della stabilità del primo tratto del molo sopraflutto del porto di Andora.

Gli studi e gli approfondimenti sono stati effettuati per dimostrare la possibilità di rendere agibile al transito pedonale un tratto del muro paraonde. Nella nuova versione della relazione è stato analizzato nel dettaglio il moto ondoso incidente, con particolare attenzione alle possibili direzioni di provenienza. Gli approfondimenti hanno dimostrato che è possibile rendere agibile solo un piccolo tratto del muro, circa 65 metri, fino alla sezione 11 di progetto; i valori di run-up e della portata di tracimazione non rientrano infatti nei limiti ammissibili già nei pressi della sezione 10. In riferimento a ciò si propone di rendere agibile il tratto compreso tra le sezioni 12 e 11, delimitando il camminamento con una ringhiera sui lati sud (nei pressi della sezione 11), ovest ed est. In caso di mareggiate o forti piogge la passeggiata rimarrà chiusa per mezzo di un cancello posizionato nei pressi della sezione 12. Nel tratto in esame sarà inoltre realizzata una berma al piede della mantellata della diga, di larghezza pari a circa 20 metri nei pressi della sezione 10, e di larghezza almeno 7 metri in corrispondenza della sezione 11; questa sarà raccordata con quella prevista nel secondo tratto del molo sopraflutto parallelo alla linea di riva.

Prendiamo atto dei risultati ottenuti e nulla osta sulla fattibilità dell'intervento; preme comunque sottolineare che, non potendo realizzare la passeggiata nella sua interezza, riteniamo poco significativo rendere agibile al transito pedonale un tratto così breve del muro paraonde, soprattutto in relazione ai costi e ai benefici.

Distinti saluti

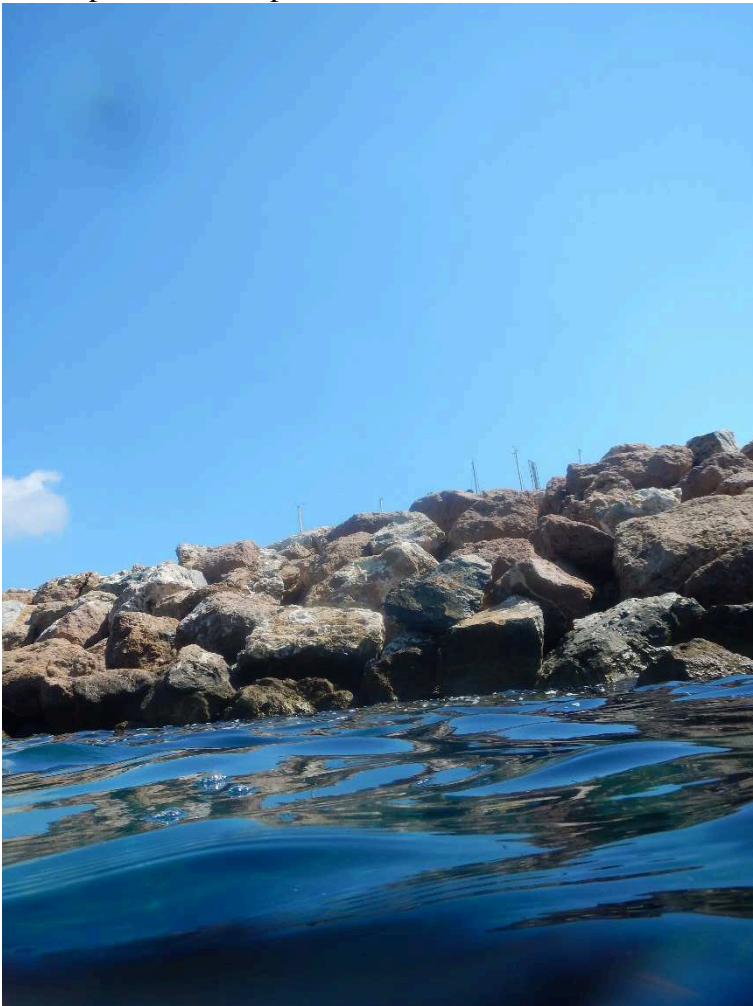
Ilaria Fasce
IL DIRIGENTE
(Dott.ssa Ilaria Fasce)

SA/sa

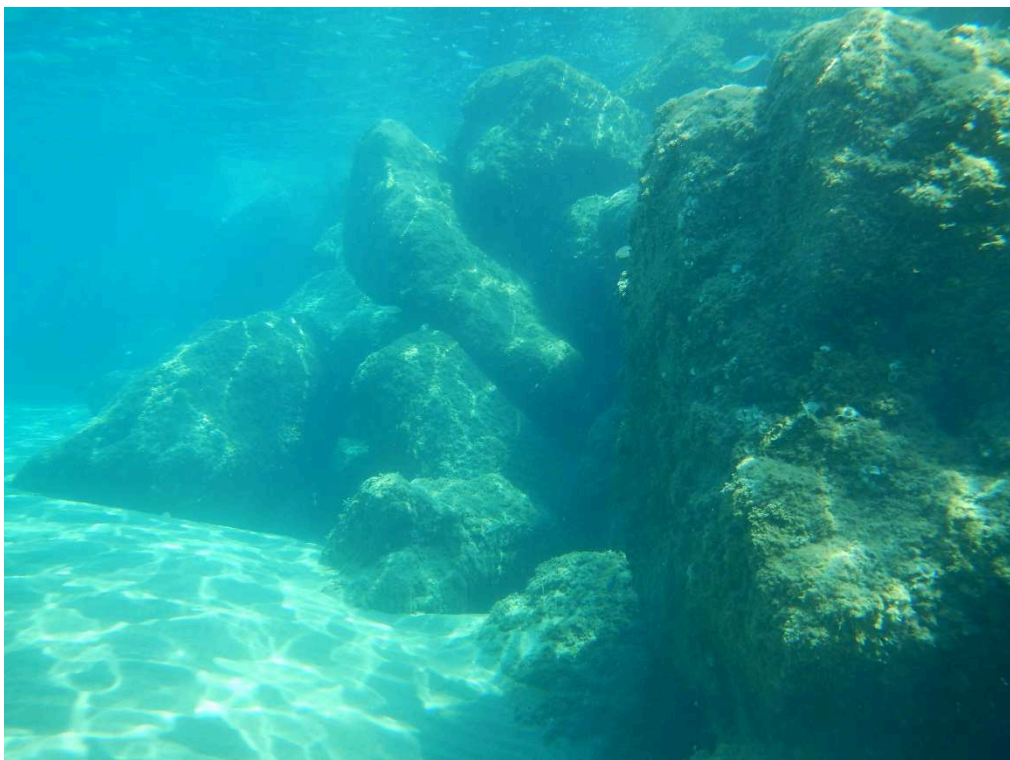
Di seguito si riportano alcune foto riprese il 27-06-2018 prima della forte mareggiata



Foto ripresa in corrispondenza della SEZIONE 11



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 corrispondente con la sezione 10



Vista generale della banchina Ovest.



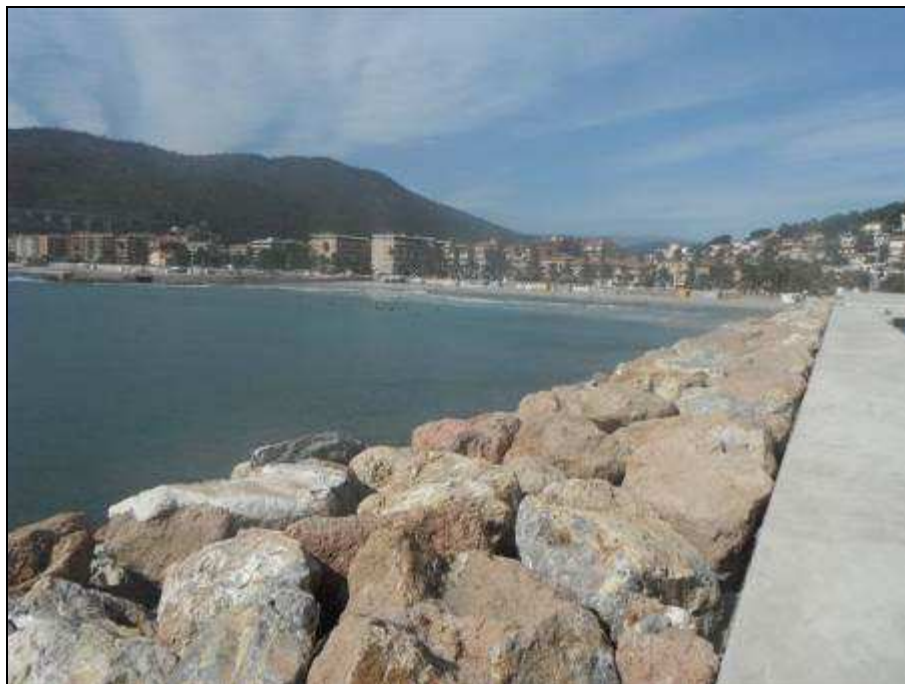


Foto in corrispondenza della Sez. 12



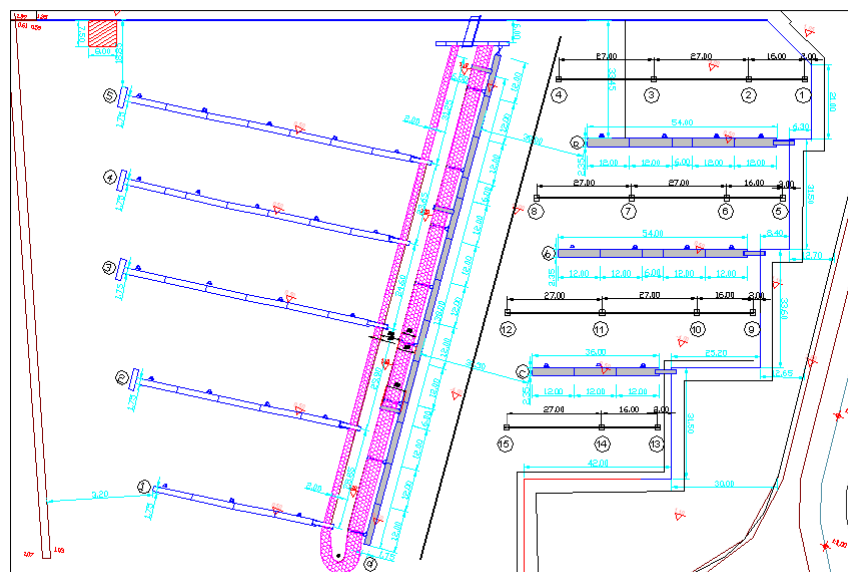
Foto in corrispondenza della Sez. 11



Foto in corrispondenza della Sez. 10



VERIFICA BANCHINA ANTIRIFLETTENTE TRATTO D-E



Per accertare la stabilità della banchina sottoposta al tiro delle imbarcazioni si stima innanzitutto la pressione del vento sulle imbarcazioni attraccate.

Una valutazione sommaria può essere fatta ricorrendo a tabelle oppure a formule semplificate :

$$p = C v^2 \varphi$$

in cui C è una costante assunta usualmente pari a 0,25, v è la velocità del vento espressa in nodi,

è un fattore moltiplicativo in funzione della forme delle superfici.

Per un calcolo più preciso si fa riferimento al DM LL PP del 16-01-1996 (G.U. 5-2-1996, n.29)

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Secondo tale norma la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} c_e c_p c_d$$

dove

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

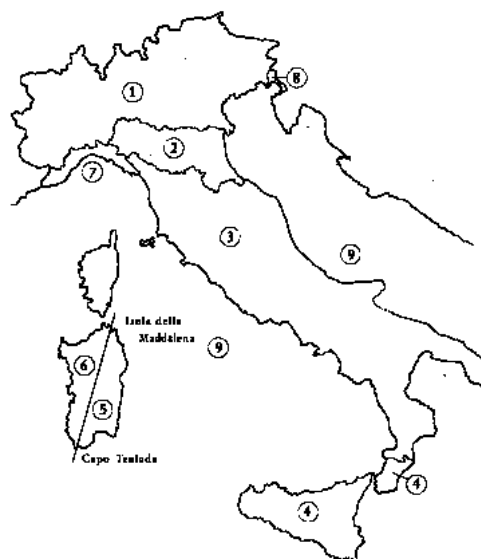
c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del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

$$v_{ref} = v_{ref,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_{ref} = v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_s > a_0$$

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

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

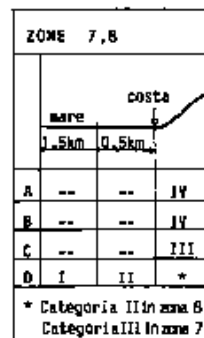
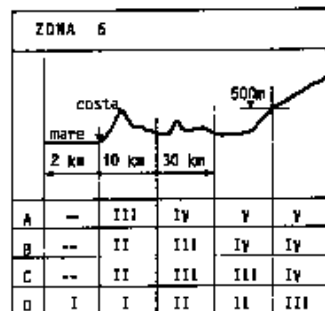
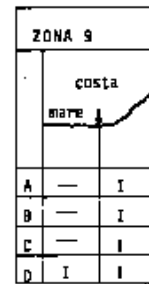
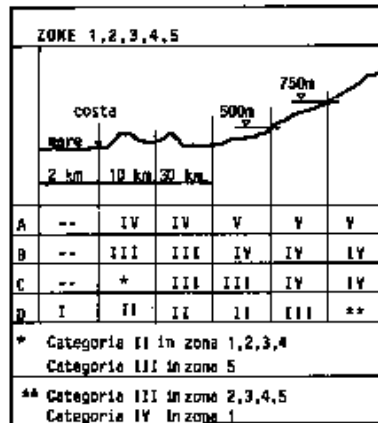
$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

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 c_t 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:

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

La categoria di esposizione è la II per cui $k_r = 0,19$; $Z_0 = 0,05 \text{ m}$ 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 ÷ 3 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 :

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

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[^] ÷ 2[^] cat.)

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

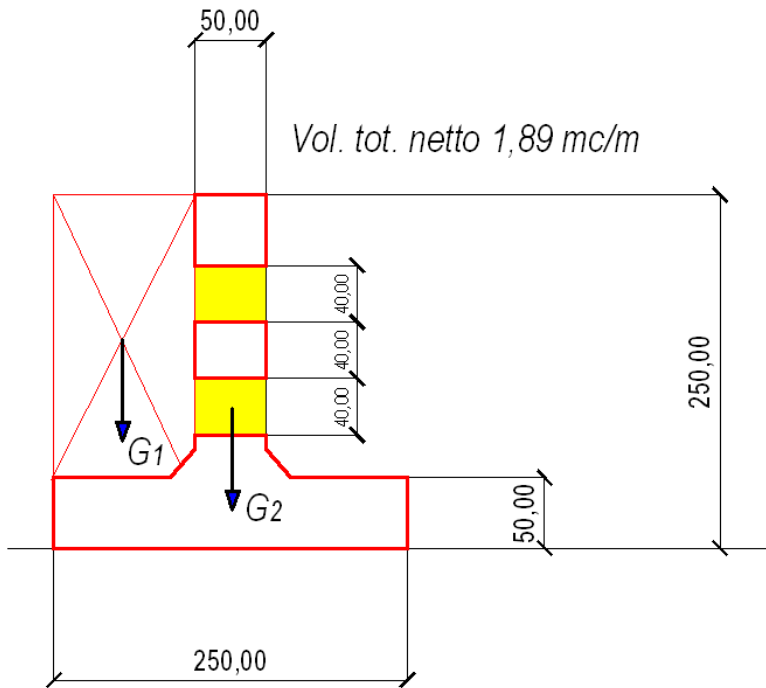
Sono da verificare :

P = pressione sul terreno di appoggio

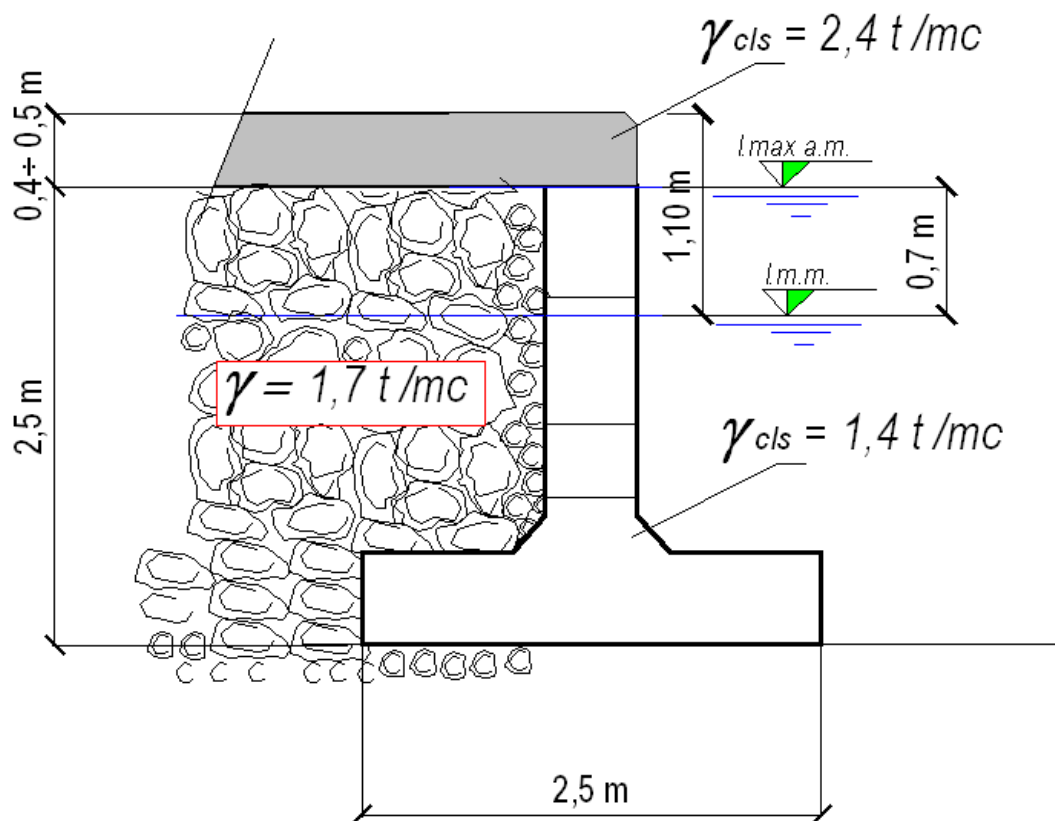
Mr= momento ribaltante

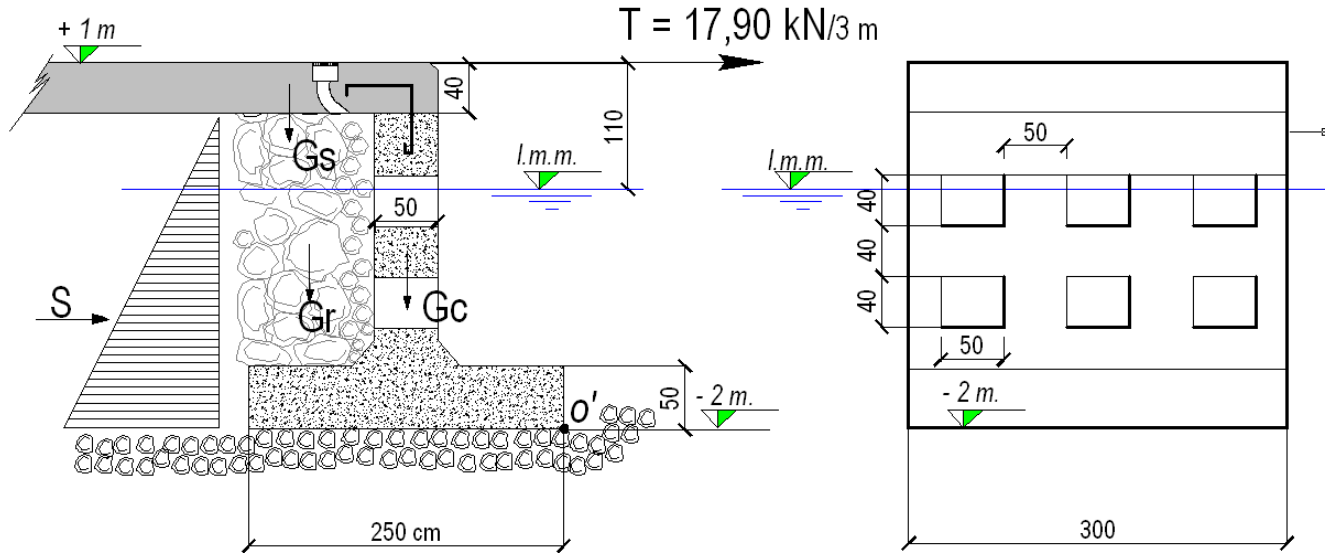
Ms= momento stabilizzante

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) :

$$\phi = 0,70$$

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.

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

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

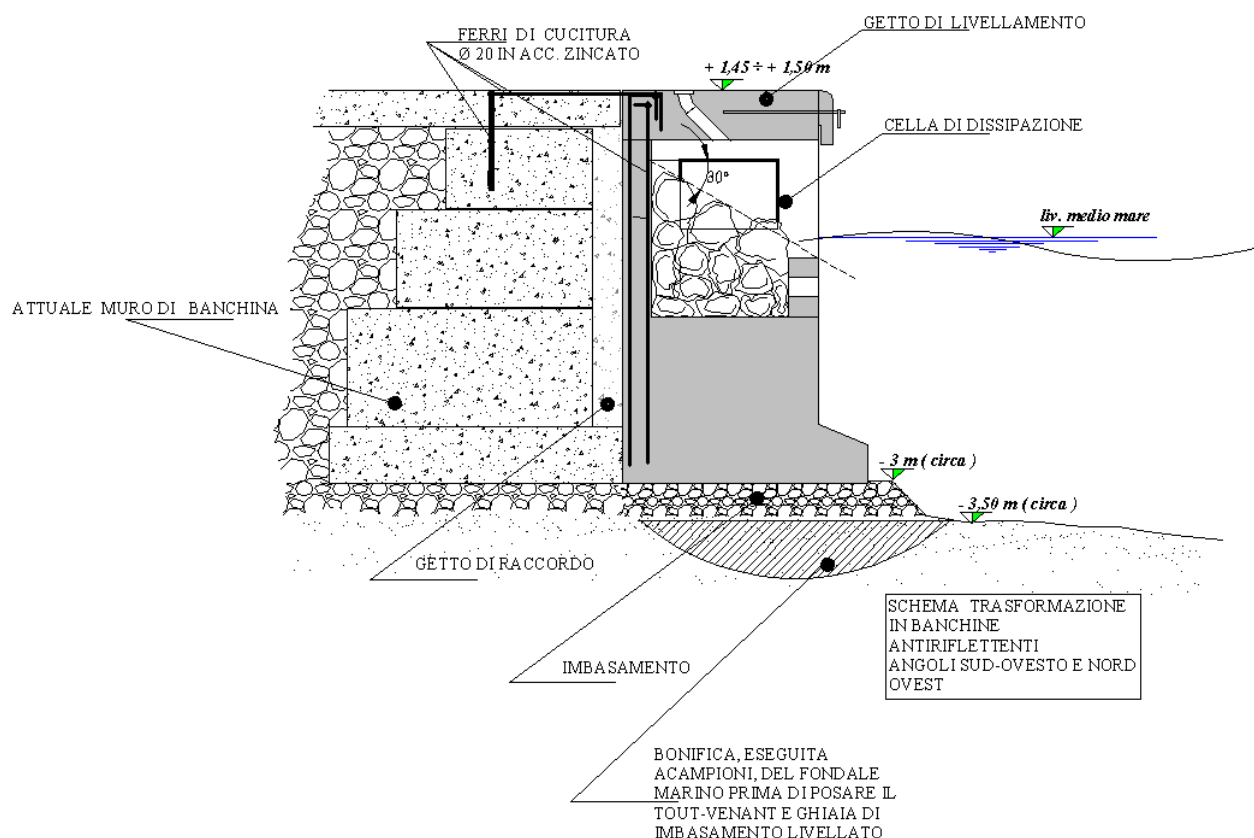
Il rapporto $M_s / M_r = 308,63 / 102,29 = \mathbf{3,02}$

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.

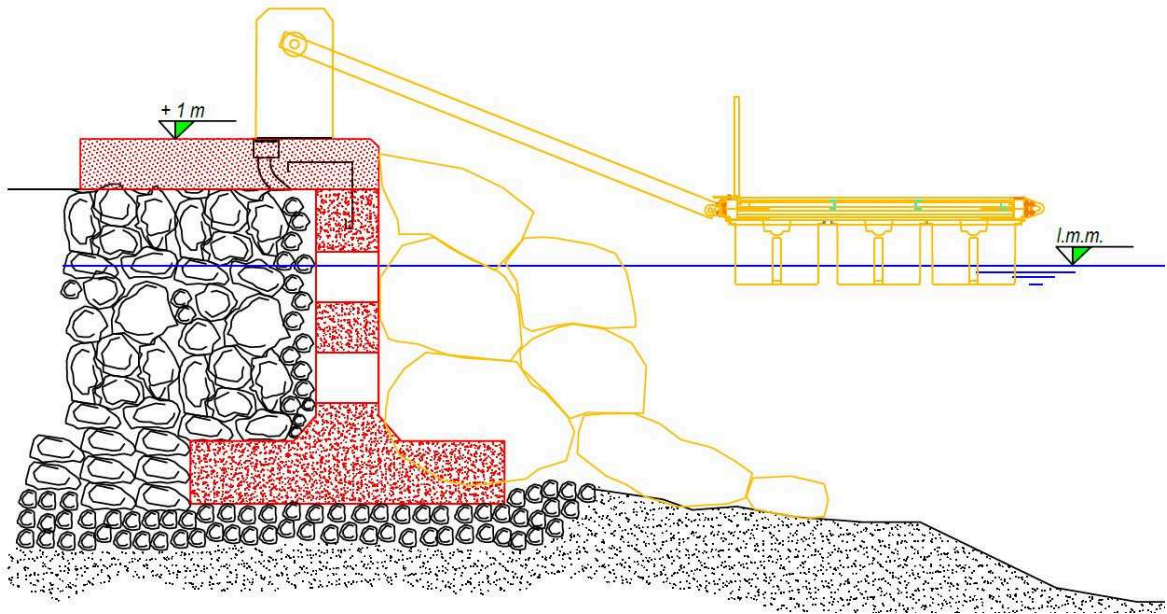
La banchina antiriflettente nel tratto D-E è verificata anche nella condizione limite caratterizzata da raffiche 150 km/h ed in concomitanza con la massima marea.



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.

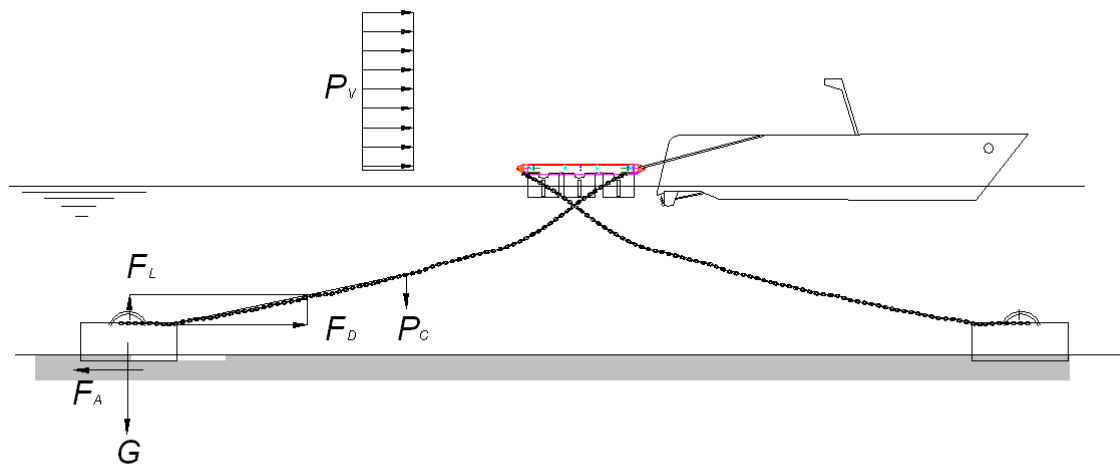
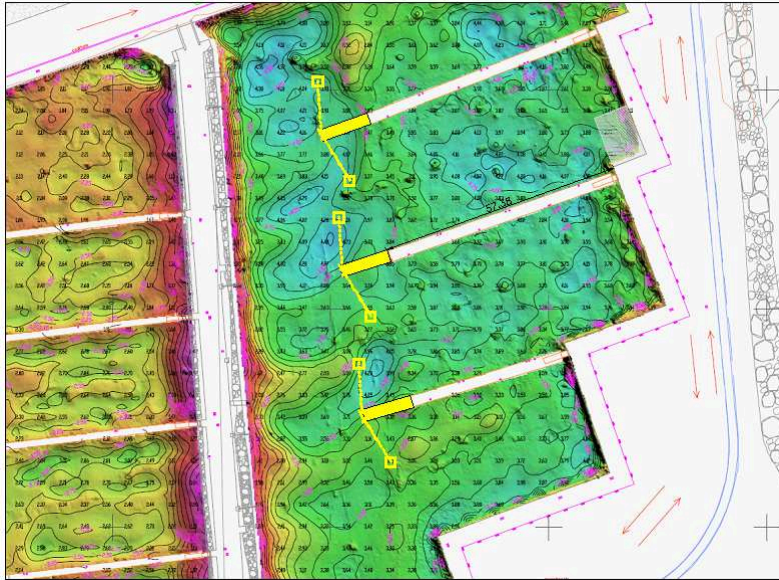
In fase esecutiva si prevede, se necessaria, l'esecuzione di una bonifica a campione del fondale sabbioso in corrispondenza delle superfici che saranno occupate dagli elementi antiriflettenti e ciò prima di procedere con la formazione dell'imbasamento realizzato in tout-venant e rifinito livellandolo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

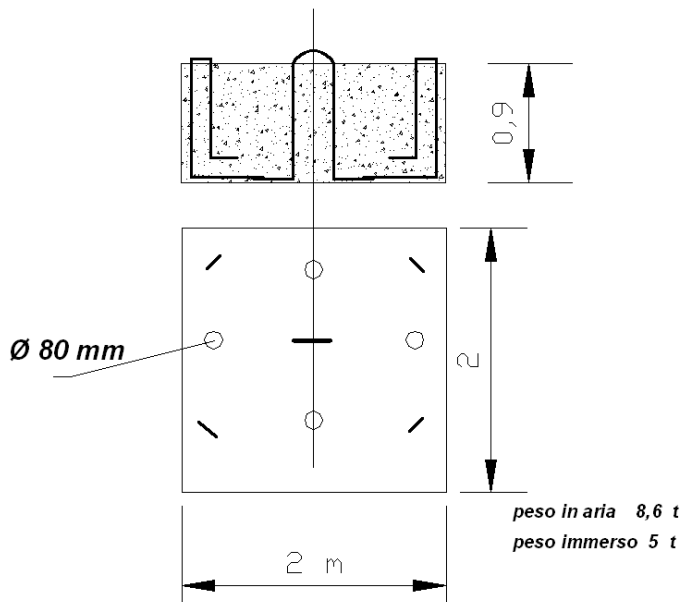
Tale sforzo, deve essere assorbito dal corpo morto di dimensioni

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 .

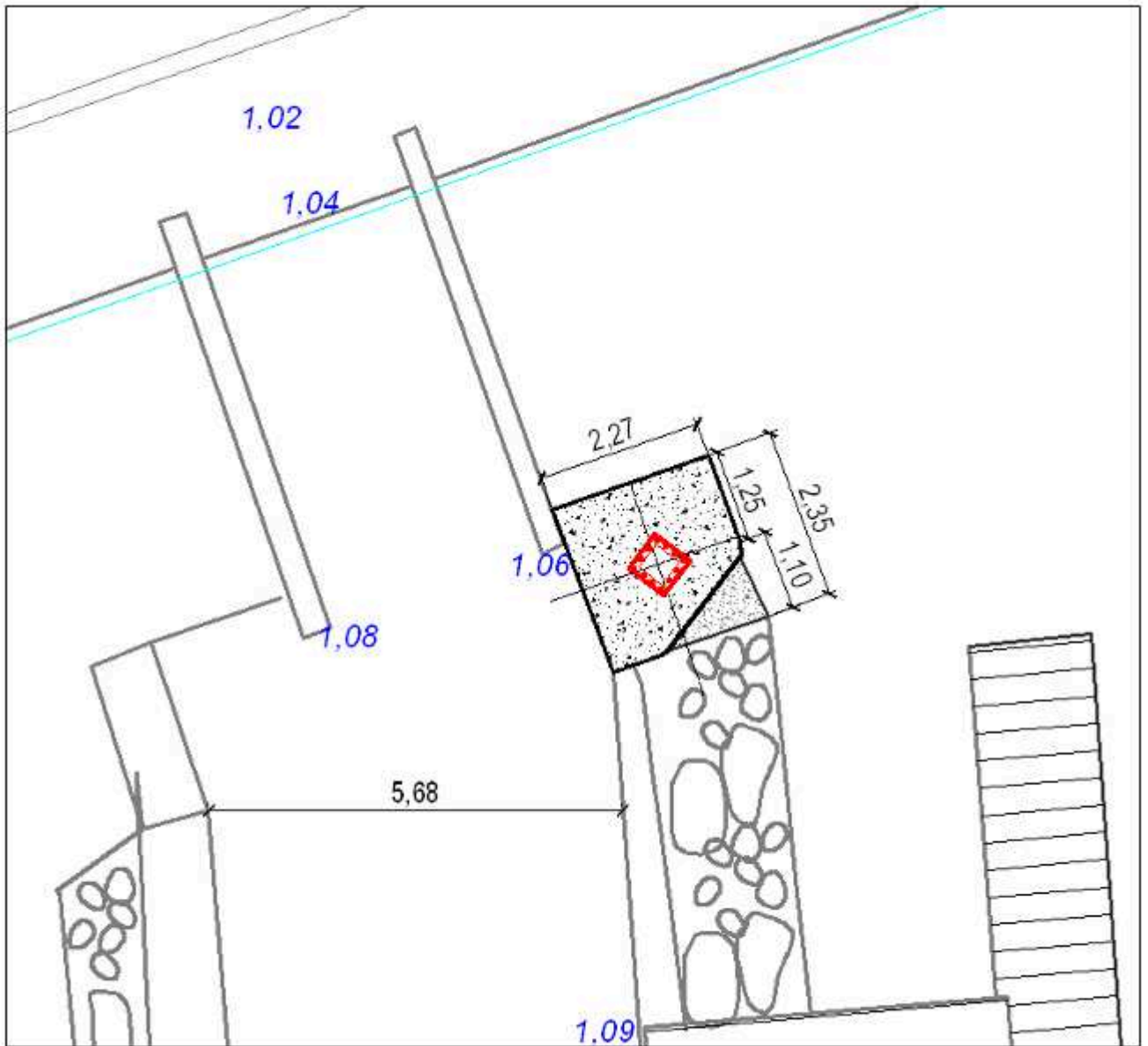
In realtà si cercherà di incassare i corpi morti parzialmente nel fondale sabbioso-limoso in tal modo si potrà beneficiare della contropinta del terreno e dell'effetto ventosa.

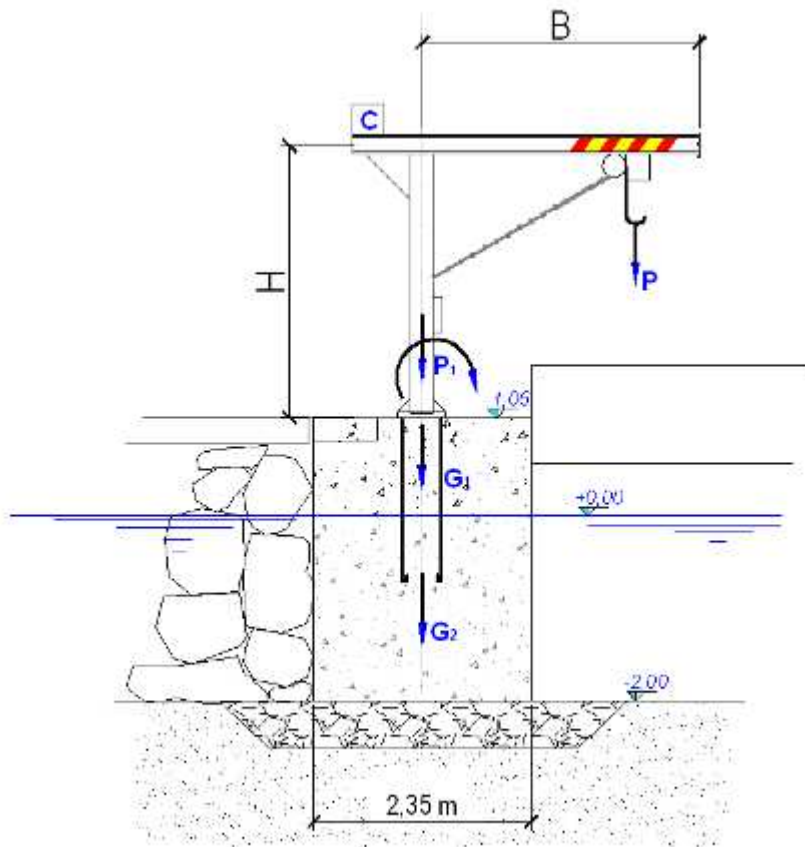
GRU DI ALAGGIO PER PICCOLE IMBARCAZIONI



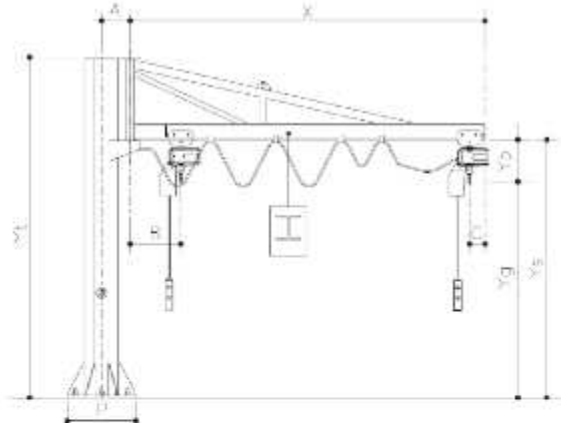
L'attuale gru di alaggio per piccole imbarcazioni ha una capacità di sollevamento fino a 480 kg. Si prevede di installare una nuova gru con portata fino a 1.000 kg . Per portate maggiori si impiegherà il travel-lift previsto nell'angolo sud-ovest del Porto.

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 RACCORDI CAVI | INGOMBRO CARRELLO PARANCO | LATO PIASTRA BASE |
|-----------------|----------|----------------|-----------------------|-----------------|---------------|-------------------------|------------------------|---------------------------|-------------------|
| Pt (kg) | X (m) | Pt (mm) | Ys (mm) | Yp (mm) | Yq (mm) | A (mm) | B (mm) | C (mm) | P (mm) |
| 250 | 3 | 3000 | 2450 | 395 | 2095 | 350 | 420 | 130 | 540 |
| 250 | 4 | 3000 | 2450 | 395 | 2095 | 350 | 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 | 670 | 130 | 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 | 555 | 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 | 675 | 155 | 800 |
| 1000 | 7 | 4000 | 3050 | 505 | 2545 | 600 | 675 | 155 | 900 |
| 1000 | 8 | 4000 | 2950 | 505 | 2445 | 600 | 675 | 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.