



COMUNE DI CASTIGLIONE DELLA PESCAIA



**MARINA DI PUNTA ALA S.P.A.**  
 LOCALITA' IL PORTO SNC  
 PUNTA ALA - CASTIGLIONE DELLA PESCAIA (GR)  
 42°48',48 N - 10°44,22 E

# AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO DI PUNTA ALA STRALCIO FUNZIONALE OPERE CIVILI MARITTIME

# D.01

## PROGETTO DEFINITIVO

### OPERE DI COMPLETAMENTO RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

20 012 DR D 001 0

Committente

Marina di Punta Ala S.p.a.  
 sede legale:  
 Castiglione della Pescaia (GR)  
 Loc. Il Porto - Punta Ala

Progettazione opere marittime:

  
 MODIMAR s.r.l. Via Monte Zebio 40 - 00195 ROMA  
 06.3269461 - www.modimar.it

  
 Modimar Project S.r.l.  
 Via Asmara 72 - 00199 Roma

Progettazione:

Ing. Marco TARTAGLINI  
 Ing. Marco DEL BIANCO  
 Ing. Andrea SANZONE

Gruppo di lavoro:

Ing. Alessio CAMUSI  
 Ing. Valerio TRULLI  
 Dott.ssa Sara SCRIMIERI

Consulenza geotecnica:

AGiS Ingegneria s.r.l.  
 Ing. Giuseppe IORIO

05.04.2024	0	EMISSIONE	V.T.	M.D.B.	M.T.
Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:

Cliente:



MARINA DI PUNTA ALA S.p.a.

## AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO DI PUNTA ALA STRALCIO FUNZIONALE OPERE MARITTIME PROGETTO DEFINITIVO

### D.01 – OPERE DI COMPLETAMENTO

CODICE DOCUMENTO: 20 012 DR D.01.0

DATA EMISSIONE: 05.04.2024



Modimar srl - Via Monte Zebio 40  
00195 - Roma

06-3269361 telefono

06-32694630 fax

info@modimar.it email

www.modimar.it web



Modimar Project srl - Via Asmara, 72  
00199 - Roma

Consulenza geotecnica:

**AGiS Ingegneria**

## Sommario

<b>Capitolo 1</b>	<b>Premesse .....</b>	<b>3</b>
1.1	Introduzione.....	3
1.2	Il progetto definitivo dello stralcio opere marittime.....	3
1.3	Opere di completamento.....	5
<b>Capitolo 2</b>	<b>Pontili galleggianti.....</b>	<b>7</b>
<b>Capitolo 3</b>	<b>Fanali di segnalazione .....</b>	<b>9</b>
<b>Capitolo 4</b>	<b>Sistemazione banchina bunkeraggio .....</b>	<b>10</b>
<b>Capitolo 5</b>	<b>Scivolo di alaggio.....</b>	<b>12</b>
<b>Capitolo 6</b>	<b>Area commerciale/funzioni portuali.....</b>	<b>13</b>
<b>Capitolo 7</b>	<b>Box auto area maxi yachts .....</b>	<b>14</b>
7.1	Introduzione.....	14
7.2	Materiali.....	14
7.3	Analisi dei carichi .....	17
7.4	Verifiche di resistenza delle travi principali.....	17
7.5	Verifica a taglio della trave .....	19
7.6	Verifiche di resistenza della soletta di copertura .....	20
7.7	Verifica a taglio della soletta.....	21
7.8	Verifiche di resistenza dei pilastri .....	22
7.9	Verifica a taglio dei pilastri .....	23
7.10	Verifiche di esercizio (SLE) delle travi principali .....	23
7.11	Verifica dello stato tensionale .....	25
<b>Capitolo 8</b>	<b>Opere di sistemazione serbatoi carburante (presidio) .....</b>	<b>26</b>
8.1	Caratteristiche dei terreni.....	27
8.2	Analisi dei carichi .....	28
8.3	Verifiche strutturali.....	30
<b>Capitolo 9</b>	<b>Sistemazione tubazione di scarico a mare .....</b>	<b>33</b>

## Capitolo 1 Premesse

### 1.1 Introduzione

Il porto di Punta Ala, in concessione alla Marina di Punta Ala s.p.a. (MPA), fu concepito negli anni '60 ed è operativo dal 1976. Le infrastrutture portuali necessitano oggi di interventi di riqualificazione ed adeguamento, al fine di garantire una maggior sicurezza dell'infrastruttura a servizio dell'utenza pubblica e della nautica da diporto che nel corso degli anni ha subito significative evoluzioni in termini di dimensioni dei natanti e requisiti richiesti.

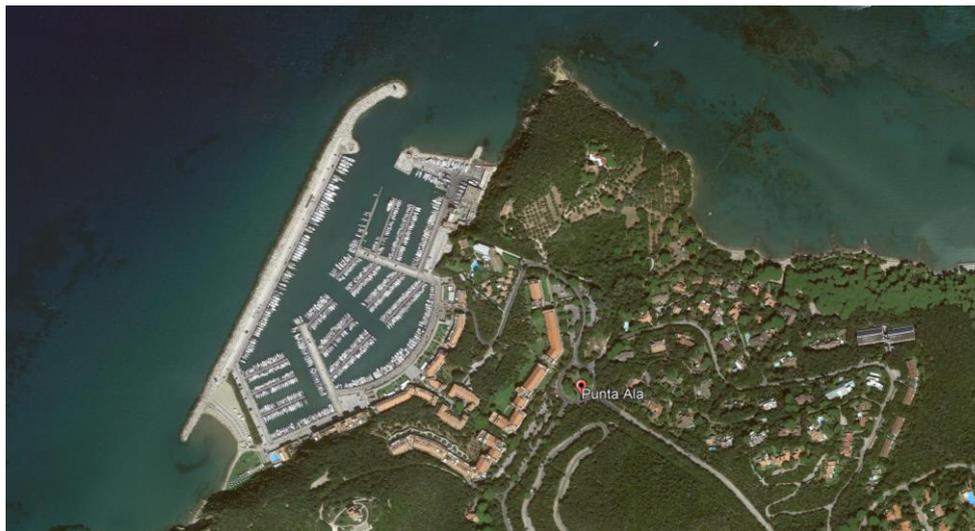


Figura 1-1. Inquadramento del Porto di Punta Ala.

Il Comune di Castiglione della Pescaia ha approvato in via definitiva il Piano Regolatore Portuale (PRP) del porto di Punta Ala e la contestuale variante al Regolamento Urbanistico, dopo aver approvato la variante al Piano Strutturale in accordo di pianificazione e la sua contestuale Valutazione Ambientale Strategica. Il PRP prevede un ampliamento dello specchio acqueo verso nord nel quale è possibile un prolungamento delle opere di difesa esistenti e la riqualificazione delle infrastrutture mirate ad un efficientamento ambientale, tecnologico e dei servizi.

Successivamente MPA ha redatto un progetto preliminare ed ha condotto una serie di indagini campo e di studi specialistici rivolti all'approfondimento del quadro conoscitivo di progetto.

La Marina di Punta Ala S.p.a. ha successivamente affidato alla Modimar Srl ed alla MP (Modimar Project Srl), con il supporto della società di ingegneria geotecnica AGiS, l'incarico per la redazione del Progetto Definitivo dello Stralcio Funzionale Opere Civili Marittime dei "Lavori di Riqualficazione e Ampliamento del Porto di Punta Ala".

### 1.2 Il progetto definitivo dello stralcio opere marittime

Il presente progetto definitivo è rivolto alla definizione delle opere marittime previste per la realizzazione del primo stralcio funzionale dei lavori di riqualificazione ed ampliamento del Porto di Punta Ala, come illustrato nello schema planimetrico di Figura 1-2.

In particolare le attività di progettazione si sono focalizzate sulla definizione delle nuove opere foranee: i) la nuova diga sopraflutto, realizzata in prosecuzione alla diga foranea attuale, ii) la

nuova diga sottoflutto, che di fatto rappresenta una trasposizione verso NordEst dell'attuale molo sottoflutto radicato a terra. Le opere foranee, realizzate in massi naturali a gettata, per la loro rilevanza, rappresentano l'intervento prevalente del progetto.

Le opere di difesa previste per l'ampliamento del Marina di Punta Ala sono completate dalla nuova Diga Grecale, realizzata con elementi modulari prefabbricati in calcestruzzo armato, per la protezione degli specchi acquei interni dalle onde generate localmente all'interno del golfo di Follonica provenienti da grecale.

Le nuove dighe foranee formano un ampio avamposto e proteggono i nuovi specchi acquei interni dove sorgeranno: i) la nuova Darsena Hidalgo e ii) la nuova darsena di Maestrale. Le darsene, i cui perimetri interni sono costituiti, in analogia con lo stato di fatto, con massi sovrapposti di calcestruzzo, sono destinate ad accrescere la ricettività portuale e, in funzione della flotta di progetto prevedono un adeguamento dei fondali esistenti, con un intervento di dragaggio, rispettivamente alla quota di -4.0 m slm e -7.0 m slm.

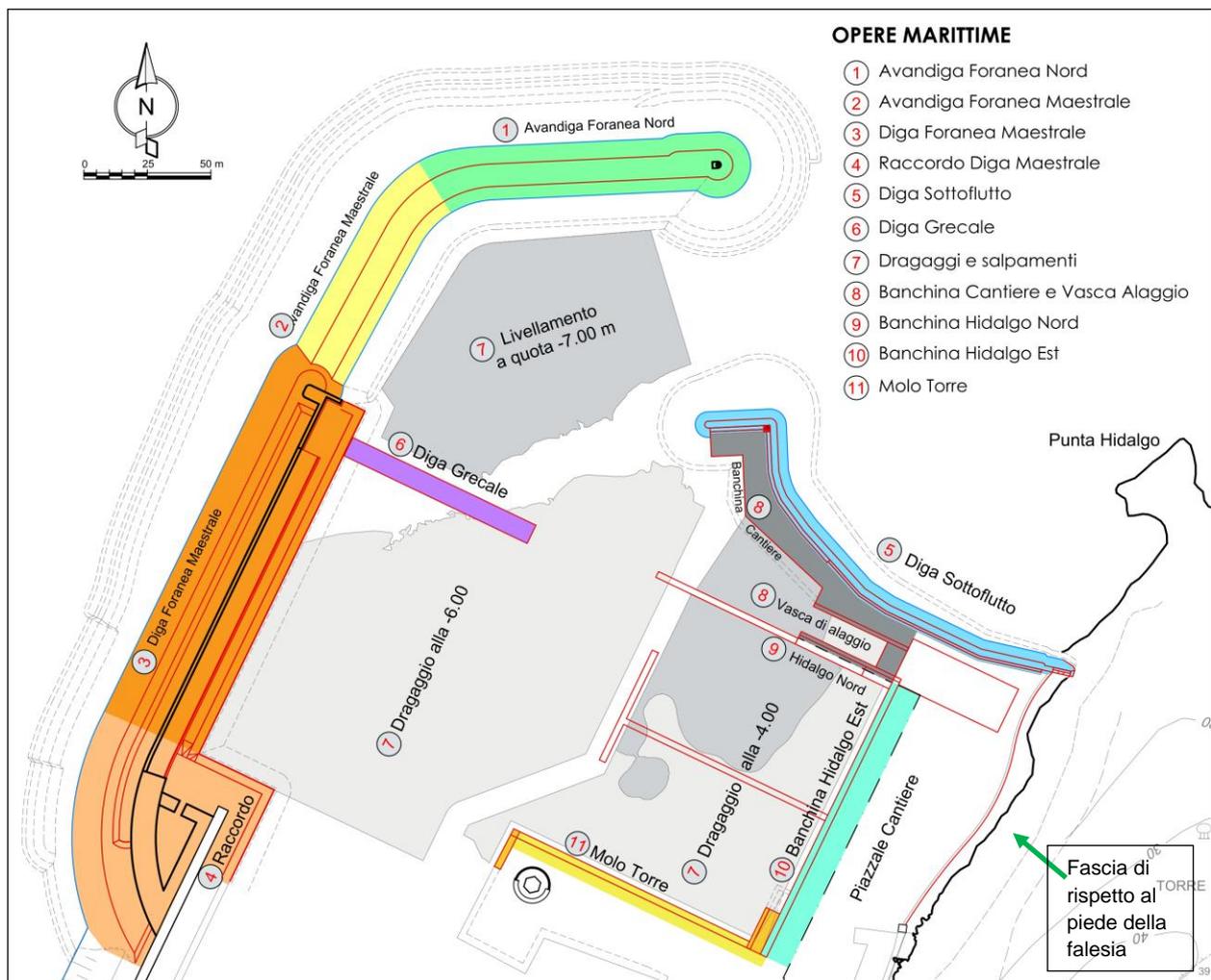


Figura 1-2. Planimetria di progetto

I lavori di riqualificazione del porto prevedono inoltre un'espansione a Nord dell'area cantieristica con la formazione di un nuovo piazzale di circa 5800 m<sup>2</sup> e una nuova vasca di alaggio 11.0 m × 30.0 m per l'alaggio e il varo di imbarcazioni di elevate dimensioni.

Infine, sul versante interno della nuova diga sottoflutto, è prevista la realizzazione di un banchinamento “a giorno” su pali che offrirà la possibilità di ormeggiare le imbarcazioni in riparazione presso il cantiere nautico.

### 1.3 Opere di completamento

Lo stralcio funzionale prevede inoltre le **opere di completamento (D)** descritte nella presente relazione e negli elaborati grafici di seguito elencati, con particolare riferimento:

- i. ai pontili galleggianti ai finger di ormeggio (Capitolo 2),
- ii. ai fanali di segnalazione (Capitolo 3),
- iii. alla sistemazione della banchina bunkeraggio per consentire l'accosto di imbarcazioni di lunghezza fino a 30 m (Capitolo 4),
- iv. allo scivolo di alaggio per il varo di piccole imbarcazioni Capitolo 5,
- v. alla ripartizione delle funzioni portuale nell'area posta al radicamento della nuova diga foranea (Capitolo 6),
- vi. alla realizzazione della struttura a tergo del muro paraonde lungo la diga foranea di maestrale per la formazione di box auto (Capitolo 7),
- vii. alla realizzazione di opere di presidio per la protezione dei serbatoi carburante esistenti durante la fase di lavoro (Capitolo 8)
- viii. alla sistemazione della tubazione di scarico a mare del consorzio Acquedotto del Fiora (Capitolo 9)

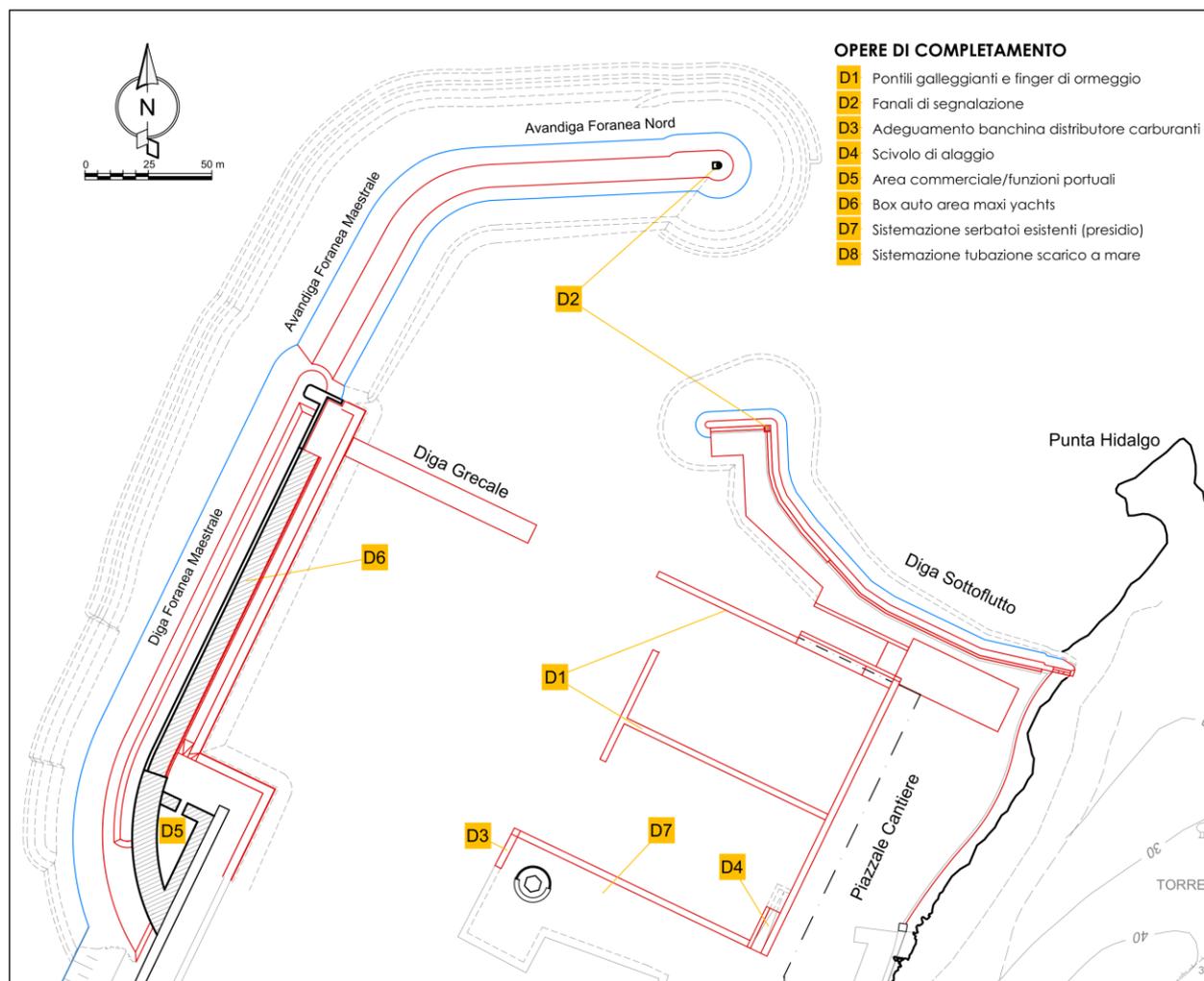


Figura 3. Indicazione delle opere di completamento previste da progetto

## Capitolo 2 Pontili galleggianti

Per i pontili di ormeggio del bacino turistico della nuova darsena Hidalgo, considerato che le imbarcazioni di maggiori dimensioni verranno ormeggiate alle banchine della darsena maxy yacht, è stata preferita una soluzione con pontili galleggianti di larghezza pari a 2.50 m, sicuramente adeguati alle dimensioni delle imbarcazioni che li dovranno utilizzare (lunghezza massima 16 m).

I pontili di ormeggio si diramano dalla banchina di riva della darsena Hidalgo (c.d. banchina Hidalgo Est). L'accesso ai pontili avverrà attraverso delle passerelle "incernierate" alla struttura di coronamento in c.a. della banchina.

I pontili galleggianti, oltre a garantire una riduzione dei costi di gestione e manutenzione dell'impianto rispetto ai pontili fissi fondati su pali, consentono infatti una maggior flessibilità rispetto alle esigenze dell'utenza.

I pontili galleggianti ad alto dislocamento e galleggiamento discontinuo sono costituiti da un robusto telaio in acciaio saldato e zincato a caldo. Il piano di calpestio è in doghe smussate e scanalate di legno duro tropicale naturalmente durevole. Il pagliolato è avvitato su speciali longheroni in alluminio bullonati sul telaio portante.

I moduli sono supportati da unità galleggianti in speciale calcestruzzo armato con nucleo in polistirolo espanso a cellula chiusa che garantisce l'inaffondabilità. L'alto dislocamento e le masse concentrate in basso e lateralmente, grazie alla presenza di chiglie in c.a., consentono un elevato grado di stabilità in acqua e di comfort per l'utenza.

I pontili sono dotati di vani laterali, coperti da pannelli amovibili in legno, per l'installazione degli impianti e la verifica dei telai e dei collegamenti con i galleggianti. I profili di bordo sono predisposti per il fissaggio degli anelli con fori generalmente ogni 50 cm e dotati di parabordi in legno duro tropicale naturalmente durevole di sezione 95x35mm.

I moduli sono completi di 4 staffoni per il collegamento con le catene di ancoraggio e di 4 giunti costituiti da spinotti in acciaio inox con interposti cuscinetti in gomma. Tutta la viteria è in acciaio inox.

I pontili sono caratterizzati da una larghezza fuori tutto di 2.50 m e una lunghezza fino a 12m, per un totale di 134 metri lineari. Il bordo libero dei pontili è pari a circa 60 cm. Il dislocamento dei pontili è pari a 430 kg/m, mentre la riserva di spinta varia tra 150 e 200 kg/m<sup>2</sup>.

Le passerelle di accesso ai pontili, di lunghezza pari a 8.0 m e larghezza utile 1.2 m, sono realizzate con profili saldati di lega di alluminio per impieghi marini, piano di calpestio in doghe di legno duro tropicale naturalmente durevole, corrimano in tubolare di lega di alluminio, complete di ruote in polietilene e di piastre in alluminio per l'appoggio sul pontile e di piastra con cerniere per il fissaggio a terra. Tutta la viteria è in acciaio inox. La struttura è dimensionata per sopportare un sovraccarico uniformemente distribuito di 200 kg/m<sup>2</sup>.

Per la banchina Molo Torre della darsena Hidalgo si è invece introdotta, sull'esempio statunitense, la soluzione con ponticelli laterali di servizio (“fingers” o “catways”).

I finger d'ormeggio presentano le stesse finiture dei pontili galleggianti: telaio in acciaio saldato e zincato a caldo, piano di calpestio in doghe smussate e scanalate di legno duro tropicale naturalmente durevole, galleggianti in speciale calcestruzzo armato con nucleo in polistirolo espanso a cellula chiusa che garantisce l'inaffondabilità. Sei (6) galloce da 2t (3 per lato) sono fissate alla struttura in acciaio.

Sono progettati per essere fissati in banchina mediante piastra a terra inghisata al masso di coronamento mediante barre filettate. Sono progettati con uno speciale snodo al termine della parte iniziale rastremata in modo tale da poterne mantenere l'orizzontalità al variare della marea.

## Capitolo 3      Fanali di segnalazione

In corrispondenza dell'estremità della nuova diga sopraflutto, della nuova diga sottoflutto e del nuovo frangiflutti galleggiante, che separa l'avamposto dallo specchio acqueo interno, è prevista l'installazione di fanali marini (luce rossa, verde, bianca) costituiti da un palo di segnalazione così composto:

- Palo in acciaio, di diametro 194mm, sabbiato, zincato e verniciato nel colore richiesto. Il palo sarà completo di piastra di base per fissaggio al suolo con tirafondi.
- Scaletta fissa con relativo salva uomo che, dalla sommità del palo, consente l'accesso alla fanaleria nella parte superiore del palo.
- Scaletta removibile in alluminio con attacchi per l'accesso alla scala fissa con salva uomo.
- Sistema di alimentazione del fanale, dato da una torretta piramidale in polietilene rotazionale modello CSP-410 completo di idoneo pannello/i solare per la ricarica del pacco batteria.
- Fanale marino BiLed modello Floatex LED155BL a luce lampeggiante nel colore richiesto per una portata luminosa di circa 5 miglia nautiche a caratteristica lampeggiante. Il fanale è completo di base nera, lente Fresnel trasparente da 155mm, interruttore crepuscolare, lampeggiatore a caratteristica regolabile programmata con 256 possibilità predefinite attuabili con selettori rotativi, sorgente LED con emissione di luce nel colore richiesto.
- Il piano focale del segnalamento sarà pari a circa 6 mt dal piano di calpestio.

## Capitolo 4 Sistemazione banchina bunkeraggio

Il progetto definitivo prevede di intervenire anche in corrispondenza dell'attuale banchina bunkeraggio ubicata in testata al molo sottoflutto.

Gli interventi previsti da progetto prevedono la demolizione dell'attuale scogliera in massi naturali al fine di costituire un nuovo filo di banchina a parete verticale (molo torre), per consentire l'ormeggio delle imbarcazioni nella nuova darsena Hidalgo.

La banchina bunkeraggio esistente è costituita da massi prefabbricati in calcestruzzo posati su uno scanno di imbasamento in roccia. Dai disegni del progetto originario e dai riscontri effettuati si è desunta una profondità al piede della banchina di 3.0 m e una larghezza della berma di imbasamento di 2.0 m.

La banchina molo torre, prevista dal progetto definitivo, è realizzata con massi sovrapposti imbasati a quota -4.0 m sul l.m.m..

L'intervento di completamento previsto dal presente progetto (Figura 4-1) consentirà di raccordare l'attuale banchina bunkeraggio al molo torre realizzando un fronte di accosto di 48.40 m che permetterà l'accosto in sicurezza di imbarcazioni di lunghezza fino a 36 m.

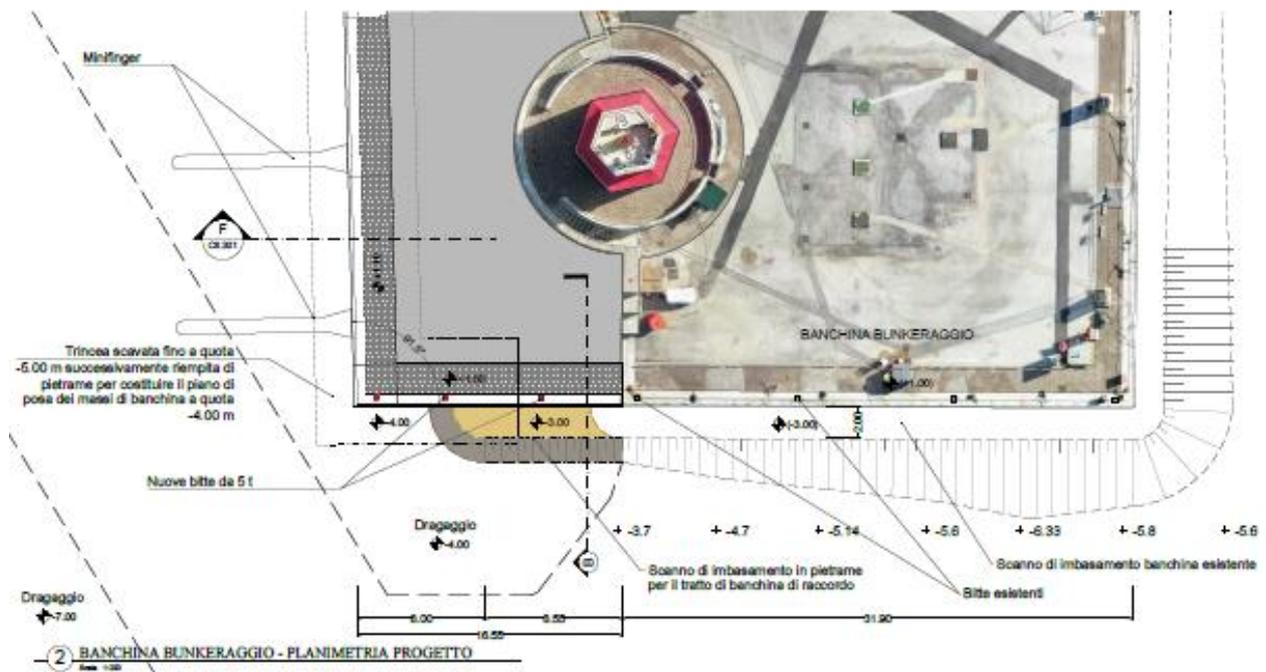


Figura 4-1. Planimetria di progetto dell'intervento di completamento per adeguamento banchina bunkeraggio.

Il tratto di banchina di raccordo, di sviluppo complessivo pari a 16.55 m, è costituito da massi sovrapposti di calcestruzzo, in analogia alla nuova banchina molo torre e alla banchina bunkeraggio esistente.

La banchina, come ottenuto dalle verifiche di equilibrio condotte per le sezioni di progetto della darsena Hidalgo, risulta stabile alle azioni di progetto (tiro alla bitta 5 t, sovraccarico uniformemente distribuito  $5 \text{ kN/m}^2$ ).

A seguito della rimozione della mantellata della diga sottoflutto è prevista la formazione di uno scanno di imbasamento per i massi sovrapposti a quota -3.00 in massi naturali, in prosecuzione allo scanno esistente, per uno sviluppo di circa 8.50 m. Successivamente il piano di imbasamento dei massi si abbassa a quota -4.00 m sul l.m.m., per raccordarsi con la sezione tipologica del molo torre, e prosegue per altri 8.0 m fino a raggiungere lo spigolo di banchina.

Sfruttando la geometria dei massi prefabbricati è possibile gestire il salto di quota del piano di imbasamento impilando in modo differente i diversi tipi di massi, come meglio indicato nell'elaborato grafico.

Per colmare lo spazio tra i nuovi massi sovrapposti e la banchina esistente (pari a circa 2.50 m di lunghezza), dove la formazione di un piano di posa regolare appare irrealizzabile vista la presenza dei massi relitti della scogliera, è previsto un getto di calcestruzzo in paratia.

La sovrastruttura di banchina in calcestruzzo armato viene gettata in opera e fissa la quota di banchina a +1.00 m (in corrispondenza dello spigolo è presente un salto di quota di 10 cm che non comporta particolari problematiche).

## Capitolo 5 Scivolo di alaggio

All'interno della darsena Hidalgo, nell'angolo tra il Molo Torre e la Banchina Hidalgo Est, è prevista la realizzazione di uno scivolo di alaggio per derive e piccole imbarcazioni.

Lo scivolo è costituito da un nucleo in tout-venant conterminato dalla banchina Hidalgo Est e da uno sporgente di larghezza 1,5 m, radicato sul Molo Torre, realizzato in massi di calcestruzzo prefabbricati sovrapposti, con una lunghezza fuori acqua di 15 m (a quota +1.10 m) e una lunghezza sott'acqua di circa 12 m, per una lunghezza complessiva di circa 27 m.

La rampa dello scivolo ha una larghezza di 4.50 m e, a partire dalla quota di banchina +1.10 m sul l.m.m., raggiunge la quota -2.0 m sul l.m.m. con una pendenza di 1:8.

La rampa è costituita da lastre prefabbricate di calcestruzzo 2,50 x 2,25 x 0,40 m, posate su uno stratto di massi naturali di regolarizzato. La superficie superiore delle lastre dovrà essere opportunamente trattata (con la formazione di solchi) allo scopo di migliorare l'attrito.

## Capitolo 6 Area commerciale/funzioni portuali

Nella zona di raccordo compresa tra la nuova diga foranea sopraflutto e la diga foranea attuale è prevista, come indicato nel PRP vigente, la realizzazione di un'area mista adibita ad esercizi commerciali, funzioni portuali e servizi. I locali presentano un'altezza utile interna pari a 3.0 m.

La seguente tabella, sulla base delle previsioni di P.R.P., riepiloga la consistenza dei diversi locali.

FUNZIONE	Superficie lorda (m <sup>2</sup> )	Altezza utile interna (m)	Cubatura (m <sup>3</sup> )
LOCALI AUTORITÀ	248.5	3	745.5
LOCALI TECNICI/MAGAZZINO	296.65	3	889.95
LOCALE COMMERCIALE	99.85	3	299.55
LOCALE CONTROLLO ACCESSI/VIGILANZA	58.4	3	175.2
SALA REPERIMENTO ORMEGGIATORI	36.35	3	109.05
<b>TOTALE</b>	<b>739.75</b>		<b>2219.25</b>

Si precisa che la progettazione di dettaglio dei suddetti locali non è oggetto del presente stralcio funzionale. Tuttavia la loro presenza è stata presa in considerazione per la definizione della geometria del coronamento della diga sopraflutto e per altri aspetti che riguardano la sistemazione degli spazi esterni portuali.

Il massiccio di coronamento della nuova diga foranea sopraflutto è stato infatti configurato, nel tratto di raccordo con la diga esistente, in modo da alloggiare, nella parte retrostante al muro paraonde, i locali destinati alle funzioni portuali (locali tecnici/magazzini) e adibiti a servizio delle autorità marittime.

Gli elaborati grafici contenenti le sezioni tipo della diga foranea e le carpenterie del coronamento descrivono le soluzioni strutturali adottate per la formazione dei locali, in analogia a quanto predisposto per la struttura dei box auto prevista lungo la banchina di maestrale di cui al successivo Capitolo 7, a cui si rimanda per le verifiche strutturali.

Si precisa inoltre che la stima di questa parte d'opera è stata effettuata in modo parametrico (costo a metro quadro di edificio) facendo riferimento ai costi di costruzione per nuove costruzioni 2023 indicati dall'ordine degli architetti della provincia di Grosseto al netto dei costi di realizzazione della struttura in cemento armato.

## Capitolo 7 Box auto area maxi yachts

### 7.1 Introduzione

Lungo la banchina maestrale è prevista la realizzazione di 37 box auto (vedi Figura 7-1).

La struttura, realizzata in aderenza al muro paraonde della diga maestrale è costituita da travi, pilastri e da una soletta di copertura in calcestruzzo armato di classe C35/45.

I pilastri di estremità hanno sezione di 1.30 m x 0.40 m, mentre quello centrale (ruotato di 90°) ha dimensioni 1.30m x 0.30m. Essi sono posti con un interasse longitudinale di B=3.80 m e un interasse trasversale di 3.20 m.

A seguire sono riportate le caratteristiche dei materiali prescelti, l'analisi dei carichi di progetto e le verifiche di resistenza dei principali elementi strutturali (travi, pilastri e soletta).

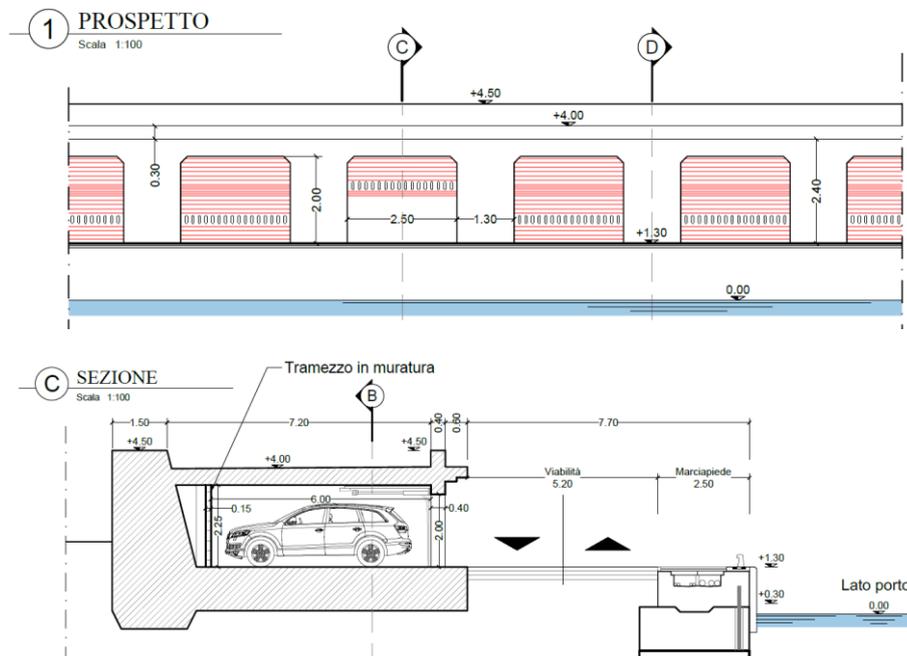


Figura 7-1. Prospetto e sezione tipo dei box auto previsti a tergo del muro paraonde lungo la diga maestrale

### 7.2 Materiali

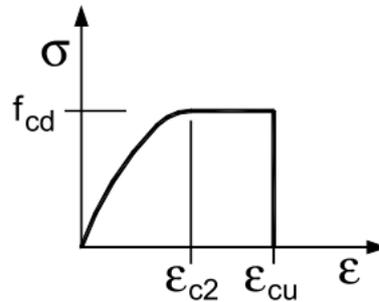
#### 7.2.1 Calcestruzzo

Tutti gli elementi in c.a. sono realizzati con calcestruzzo di classe C35/45, classe di esposizione XS3 che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Peso per unità di volume:  $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza cubica caratteristica a compressione:  $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:  $f_{ck} = 0.83R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a compressione:  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 21.17 \text{ MPa}$
- Modulo elastico medio:  $E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 34625 \text{ MPa}$

- Resistenza media a trazione:  $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3.35 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a trazione:  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.56 \text{ MPa}$

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è stato adottato il modello  $\sigma$ - $\epsilon$  parabola rettangolo illustrato nella figura seguente con  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$  e  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$



Importante per il calcestruzzo è l'analisi della durabilità con la definizione della classe di esposizione e con la conseguente valutazione del copriferro minimo di armatura e del valore limite di apertura delle fessure.

Nel caso in esame, la classe di esposizione in cui ricade l'opera è la XS3 che considera la corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare per strutture esposte a spruzzi e alla marea.

Come riportato nella Tab. 4.1.3 delle NTC-2018, si ricade in condizioni ambientali molto aggressive:

**Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Si definisce quindi un valore di copriferro minimo per la protezione delle armature alla corrosione e il valore limite di apertura delle fessure.

Per il copriferro si ottiene un valore nominale pari a:

$$c_{nom} = c_{min} + 10 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Mentre per l'apertura delle fessure, lo stato limite si ricava dalla Tab. 4.1.IV delle NTC-2018 di seguito riportata:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si osserva che per condizioni molto aggressive e armatura poco sensibile (acciai ordinari) lo stato limite di apertura delle fessure individua un valore limite di:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

### 7.2.2 Acciaio per armature

L'acciaio per le armature è di classe B450C che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

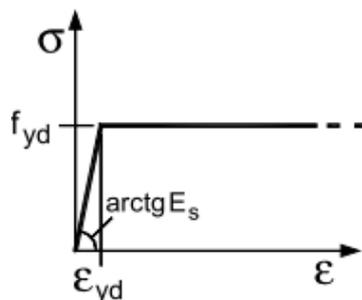
- $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
- $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ed è ottenuta dividendo quest'ultima per un coefficiente parziale di sicurezza pari a:

$$\gamma_s = 1.15$$

ottenendo:  $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$ .

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato un modello  $\sigma$ - $\epsilon$  elastico perfettamente plastico indefinito illustrato nella figura seguente:



Per il modulo elastico dell'acciaio si è fatto riferimento al seguente valore:

$$E_s = 210000 \frac{N}{m^2}$$

da cui si ricava il seguente valore della deformazione di snervamento dell'acciaio da utilizzare nei calcoli:

$$\epsilon_{yd} = 0.20\%$$

### 7.3 Analisi dei carichi

I carichi agenti con cui si procede al calcolo degli elementi strutturali sono i pesi proprio (carichi permanenti) e l'azione dovuta all'overtopping del moto ondoso (carico variabile).

Il peso proprio della soletta, per un'area d'influenza di 3.80 m x 6.80 m e per uno spessore della soletta di 0.45 m risulta:

$$W_{sol} = 274 \text{ kN}$$

Che diventa un carico a metro lineare agente sulla trave pari a:

$$G_{sol} = 43 \text{ kN/m}$$

Il carico da overtopping viene calcolato a partire dal massimo volume d'acqua che può tracimare e abbattersi sulla superficie della soletta. Tale volume lo si è valutato tramite prove sperimentali ottenendo un valore di calcolo pari a:

$$V_{overtop} = 16600 \text{ l/m}$$

Pertanto, l'azione per metro lineare di muro paraonde che questo volume esercita vale:

$$P_{overtop} = 167.66 \text{ kN/m}$$

Per verificare la sezione della trave si considera un'area d'influenza di lunghezza 3.80 m e larghezza 6.80 m e si trasforma  $P_{overtop}$  in un carico uniformemente distribuito:

$$q_{overtop} = \frac{P_{overtop} \cdot B}{A_{influenza}} = 24.80 \text{ kN/m}^2$$

Il carico lineare agente sulla trave principale risulta:

$$q_k = q_{overtop} \cdot B = 94.26 \text{ kN/m}$$

I carichi permanenti e quello variabile vengono combinati secondo i coefficienti di combinazione SLU sfavorevoli, come riportato al par. 2.5.3. delle NTC-2018.

### 7.4 Verifiche di resistenza delle travi principali

Per la trave si considera una sezione a T di dimensioni:

$$B_{tr} = 1.0 \text{ m} \quad b_{tr} = 0.50 \text{ m} \quad H_{tr} = 0.75 \text{ m} \quad h_{tr} = 0.30 \text{ m}$$

La singola trave ha una lunghezza di 6.80 m e poggia sui tre pilastri come rappresentato nello schema sottostante ottenuto con il programma di calcolo Sap2000:

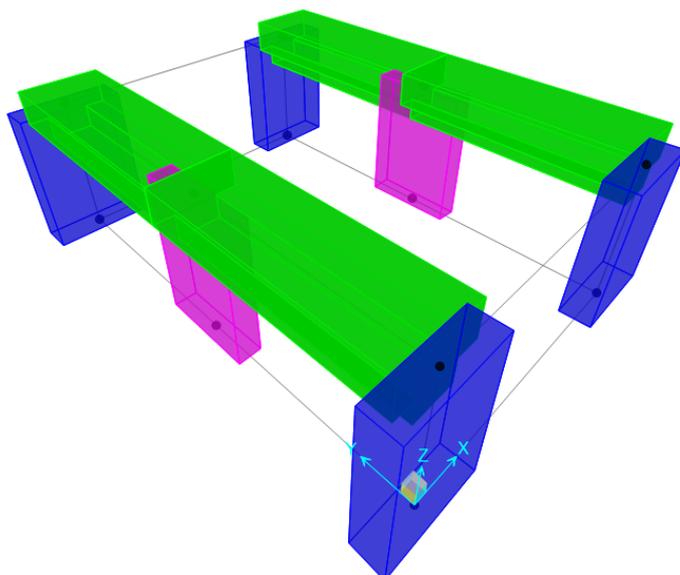


Figura 7-2 - Schema strutturale a telaio del singolo box auto.

Dall'analisi con il programma di calcolo Sap2000 si ottengono i valori massimi di momento flettente in campata e sugli appoggi:

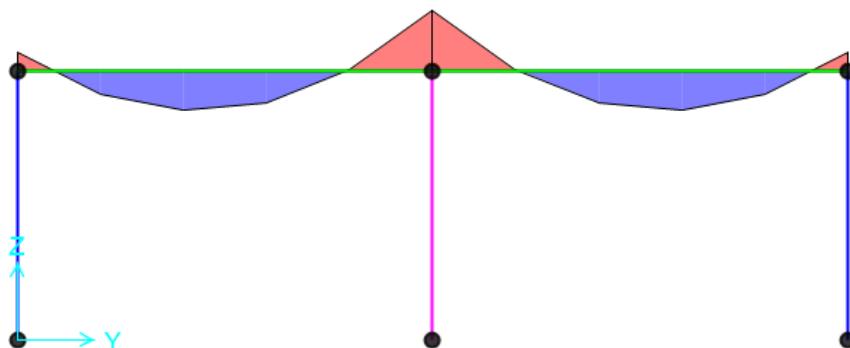


Figura 7-3 – Diagramma di momento flettente SLU [kNm] sollecitante la trave.

$$M_{Ed,max}^+ = 127.91 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed,max}^- = 194.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ipotizzando di inserire un'armatura simmetrica di  $4\phi 16$ , con un valore di copriferro  $c_s=5$  cm, attraverso l'utilizzo del programma freeware VCASlu si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 224.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La verifica a flessione risulta soddisfatta:  $\frac{M_{Rd}}{M_{Ed,max}^-} = 1.15$

**Titolo:** Sezione\_T\_box

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	45
2	50	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	5
2	8,04	70

**Tipo Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.  
 DXF

**Sollecitazioni S.L.U. Metodo n**

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 194,69 125,3 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**

B450C		C35/45	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	19,83
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	13,5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,8
		τ <sub>c1</sub>	2,257

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione:**  
 Retta  Deviata

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

M<sub>xRd</sub> 224,3 kN m  
σ<sub>c</sub> -19,83 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 67,02 ‰  
d 70 cm  
x 3,474 x/d 0,04963  
δ 0,7

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
L<sub>0</sub> 0 cm **Col. modello**  
 Precompresso

Figura 7-4 – Verifica a flessione VCASlu.

## 7.5 Verifica a taglio della trave

Per la verifica a taglio della sezione della trave a T si ipotizza un diametro delle staffe di 12 mm disposte con un passo di 20 cm.

Si considera un'inclinazione del puntone compresso  $\theta = 21.8^\circ$  e un'inclinazione delle staffe  $\alpha = 90^\circ$ .

La resistenza a taglio risulta pari a:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 0.9 \cdot d_u \cdot \frac{A_{st}}{p_{staffe}} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha = 697.07 \text{ kN}$$

Con

$$d_u = H_{tr} - c_s - \frac{\phi_s}{2} = 693 \text{ mm}$$

Il taglio massimo sollecitante, ricavato con il programma di calcolo Sap2000, risulta pari a

$$V_{Ed} = 381.76 \text{ kN}$$

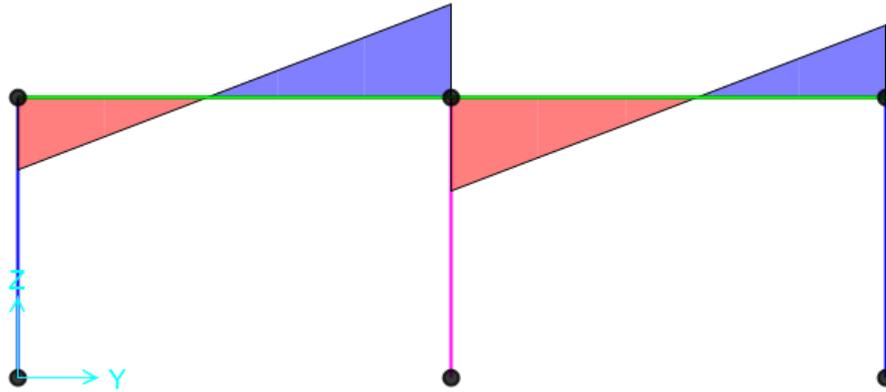


Figura 7-5 – Diagramma del taglio sollecitante [kN] la trave.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

$$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 1.82$$

## 7.6 Verifiche di resistenza della soletta di copertura

Per l'analisi della soletta si può considerare uno schema a trave equivalente continua su più appoggi, posti con un interasse di 3.80 m, con sezione di larghezza 1 m e altezza 0.45 m.

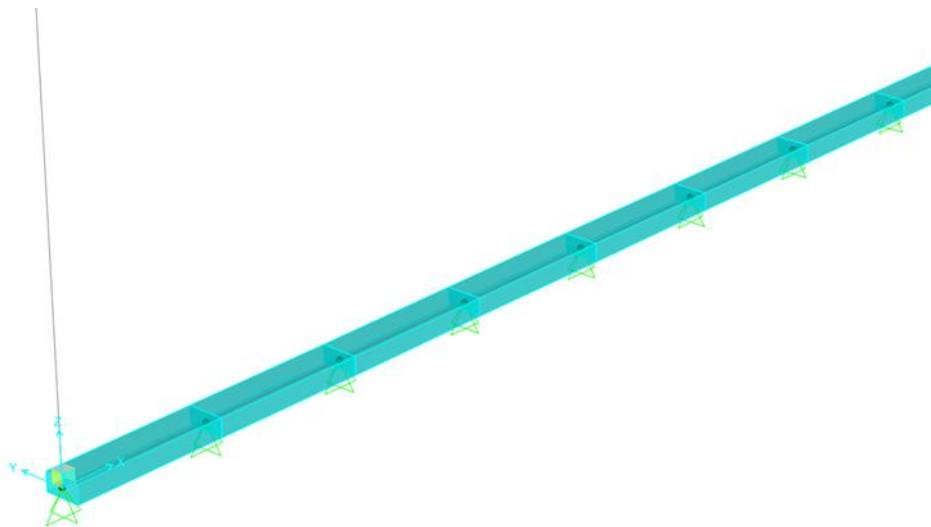


Figura 7-4. Schema strutturale della soletta come trave continua su più appoggi.

Cautelativamente si è considerato un vincolo appoggio nelle zone iniziale e finale della soletta dove essa intercetta il muro laterale.

Per quanto riguarda i carichi agenti, oltre al peso proprio della soletta stessa, si ha anche il carico distribuito da overtopping.

Dato che il sormonto dell'onda non si verifica nello stesso istante per l'intero sviluppo dei box auto, si ipotizza che esso interessi solamente l'area relativa alla prima campata.

Si considera solamente la striscia di carico di 1 m relativa allo schema a trave equivalente, ottenendo un valore di carico a metro lineare pari a:

$$q_k = 24.80 \text{ kN/m}$$

Il carico permanente da peso proprio e quello variabile da overtopping vengono combinati con i coefficienti parziali SLU sfavorevoli come riportato nella Tab. 2.6.I delle NTC-2018.

Dall'analisi dello schema strutturale con il programma di calcolo Sap2000 si ottengono i valori massimi di momento flettente in campata e sugli appoggi:

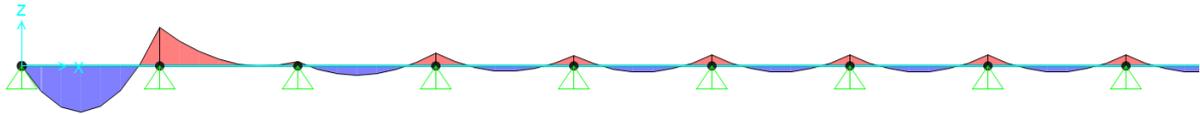


Figura 7-5. Diagramma di momento flettente - SLU

$$M_{max}^+ = 70 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{max}^- = 60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ipotizzando un'armatura longitudinale simmetrica di  $5\phi 16$  (per metro trasversale di soletta) si ottiene un momento resistente di:

$$M_{Rd} = 158.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 7.7 Verifica a taglio della soletta

Per quanto riguarda la verifica a taglio si considera la sola resistenza del calcestruzzo.

Si considera una sezione di larghezza 1 m e altezza 0.45 m e copriferro  $c_s=5$  cm.

La distanza utile risulta pari a:

$$d_u = H_{sol} - c_s - \frac{\phi_s}{2} = 392 \text{ mm}$$

La resistenza a taglio si valuta con la formula fornita dalle NTC-2018:

$$V_{Rd} = \left( \frac{0.18 \cdot k_t \cdot \left( 100 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3}}{\gamma_c} \right) \cdot b_w \cdot d_u = 171.26 \text{ kN}$$

dove:

$$k_t = 1.714 \quad \rho = 0.0026 \quad f_{ck} = 37.35 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.5$$

Dal Sap2000 si ricava il diagramma del taglio:

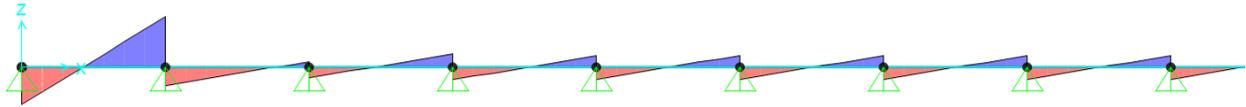


Figura 7-6. Diagramma del taglio - SLU

Avendo un taglio sollecitante massimo di  $V_{Ed} = 118.5 \text{ kN}$ , la verifica risulta soddisfatta.

$$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 1.45$$

## 7.8 Verifiche di resistenza dei pilastri

I pilastri della struttura a telaio sono soggetti a sollecitazione di pressoflessione. In particolare, i pilastri di estremità sono sollecitati a sforzo normale e momento flettente, mentre il pilastro centrale (ruotato di  $90^\circ$  rispetto agli altri due) è sollecitato solamente a sforzo normale di compressione.

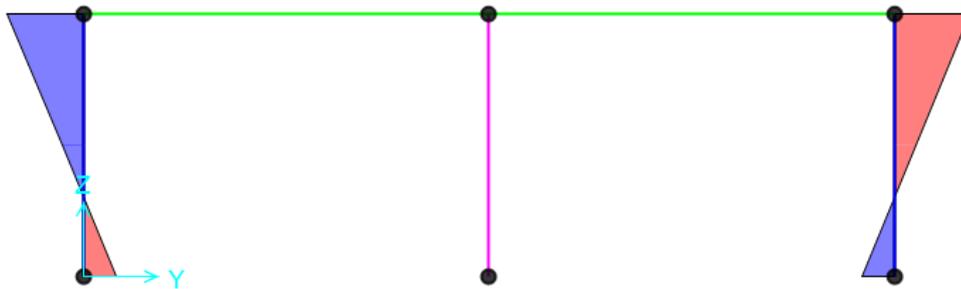


Figura 7-6 – Diagramma di momento flettente [kNm] sollecitante i pilastri.

Si riportano nel seguito le coppie di valori massimi di N-M, ottenute dalla combinazione SLU, a cui il pilastro di estremità è soggetto in testa e al piede:

$$\begin{aligned} N_{Ed\_testa} &= 293.45 \text{ kN} & M_{Ed\_testa} &= 62.22 \text{ kNm} \\ N_{Ed\_piede} &= 326.39 \text{ kN} & M_{Ed\_piede} &= -27.15 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ipotizzando un'armatura simmetrica di  $5\phi 16$  si costruisce il dominio di resistenza N-M con l'ausilio del programma VCASlu e si verifica che le coppie di sollecitazioni ricadano al suo interno.

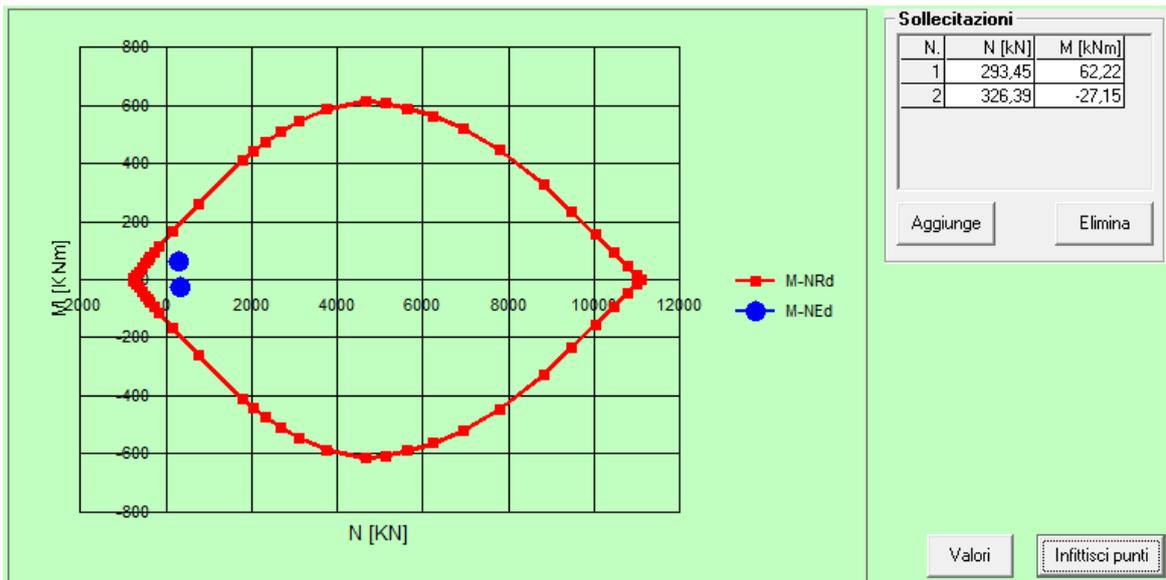


Figura 7-7 - Dominio di resistenza N-M pilastro - SLU

La verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

### 7.9 Verifica a taglio dei pilastri

I pilastri risultano sollecitati anche a taglio e nella figura seguente si riporta il diagramma ottenuto in SAP2000 per la combinazione SLU:

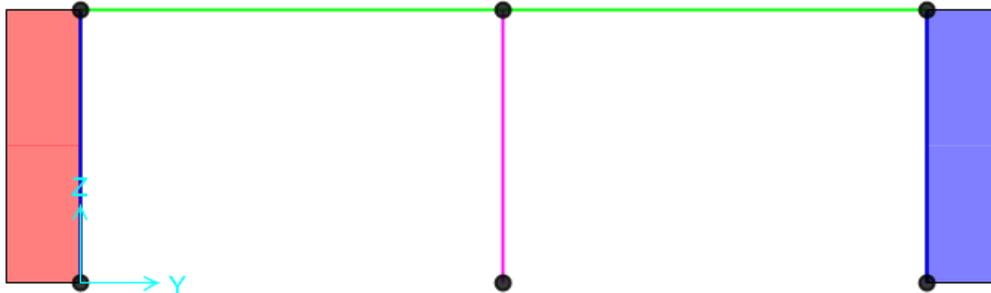


Figura 7-8 – Diagramma del taglio sollecitante [kN] i pilastri.

Il valore di progetto del taglio sollecitante assume valore pari a:

$$V_{Ed} = 45.83 \text{ kN}$$

Inserendo delle staffe  $\phi 12/20$  si ottiene una resistenza a taglio, secondo quanto indicato dalle NTC-2018 al §4.1.2.3.5, pari a:

$$V_{Rd} = 348.54 \text{ kN}$$

Pertanto, la verifica risulta soddisfatta:

$$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 7.60$$

### 7.10 Verifiche di esercizio (SLE) delle travi principali

Per gli stati limite di esercizio, si riportano le seguenti verifiche svolte per le travi:

- Verifica dello stato limite di fessurazione;

- Verifica dello stato limite di tensione;

### 7.10.1 Verifica di apertura delle fessure

La verifica dello stato limite di formazione delle fessure consiste nel controllare che il momento flettente agente risulti non maggiore del momento di fessurazione  $M_f$ .

Con riferimento alla sezione della trave, questo si traduce nel verificare che la tensione del lembo teso non sia maggiore della tensione di trazione a cui corrisponde il momento flettente di prima fessurazione.

Il momento di prima fessurazione si ottiene imponendo la tensione massima di trazione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_{ct} = \frac{f_{ctm}}{1.2} = 2.791 \text{ MPa}$$

A questo punto si procede con il calcolo delle sollecitazioni attraverso la combinazione SLE frequente.

Dall'analisi in SAP2000 si ottiene il diagramma di momento flettente sollecitante la trave, riportato nella figura seguente, il cui valore massimo si ha sull'appoggio:

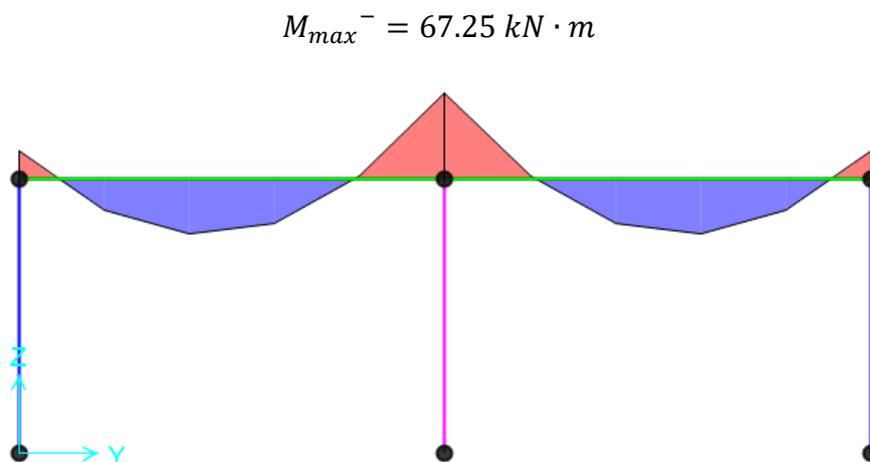


Figura 7-9 – Diagramma di momento flettente [kNm] per combinazione frequente.

Con un'armatura longitudinale simmetrica di  $4\phi 16$ , ipotizzando la sezione completamente reagente e omogeneizzando rispetto al cls con  $n=15$ , si ottiene un momento di prima fessurazione pari a:

$$M_f = 226.6 \text{ kNm}$$

Essendo maggiore del momento massimo sollecitante, non si ha apertura delle fessure sulla trave.

## 7.11 Verifica dello stato tensionale

Si devono effettuare le verifiche dello stato tensionale sia delle armature tese che del calcestruzzo compresso.

La verifica si esegue sia per la combinazione di carichi rara che per la quasi permanente come riportato nelle NTC-2018:

### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

Si riporta nel seguito il diagramma di momento per la combinazione caratteristica che risulta essere più gravoso rispetto a quello ricavato per la combinazione quasi permanente.

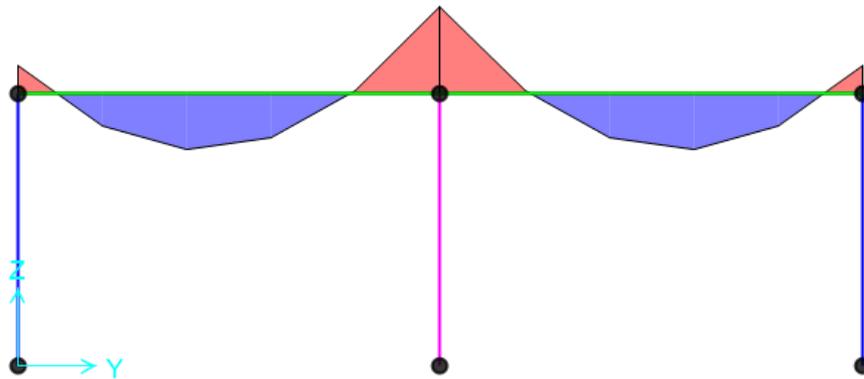


Figura 7-10 – Diagramma di momento flettente [kNm] per la combinazione rara.

Il momento massimo si ha sugli appoggi e risulta pari a:

$$M_{Ed}^- = 136.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Omogeneizzando la sezione rispetto al calcestruzzo con  $n=15$ , si ottengono i seguenti valori di tensioni nel calcestruzzo compresso e nell'acciaio teso:

$$\sigma_c = 4.66 \text{ MPa} < \sigma_{c,max} = 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 260.80 \text{ MPa} < \sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$$

## Capitolo 8 Opere di sistemazione serbatoi carburante (presidio)

Il progetto definitivo prevede di intervenire anche in corrispondenza dell'attuale banchina che si estende lungo il Molo Torre.

Gli interventi previsti da progetto prevedono la demolizione dell'attuale scogliera in massi naturali al fine di costituire un nuovo filo di banchina a parete verticale, per consentire l'ormeggio delle imbarcazioni nella nuova darsena Hidalgo.

La banchina Molo Torre, prevista dal progetto definitivo, è realizzata con massi sovrapposti imbasati a quota -4.0 m sul l.m.m. .

Dopo la fase di demolizione della banchina esistente del Molo Torre e la realizzazione del dragaggio fino alla quota -4.00 m rispetto al l.m.m. , la struttura interrata esistente in c.a. contenente i serbatoi carburante, che dovranno essere spostati dall'attuale ubicazione, potrebbe essere soggetta a scorrimento sotto l'azione della spinta del terreno a monte.

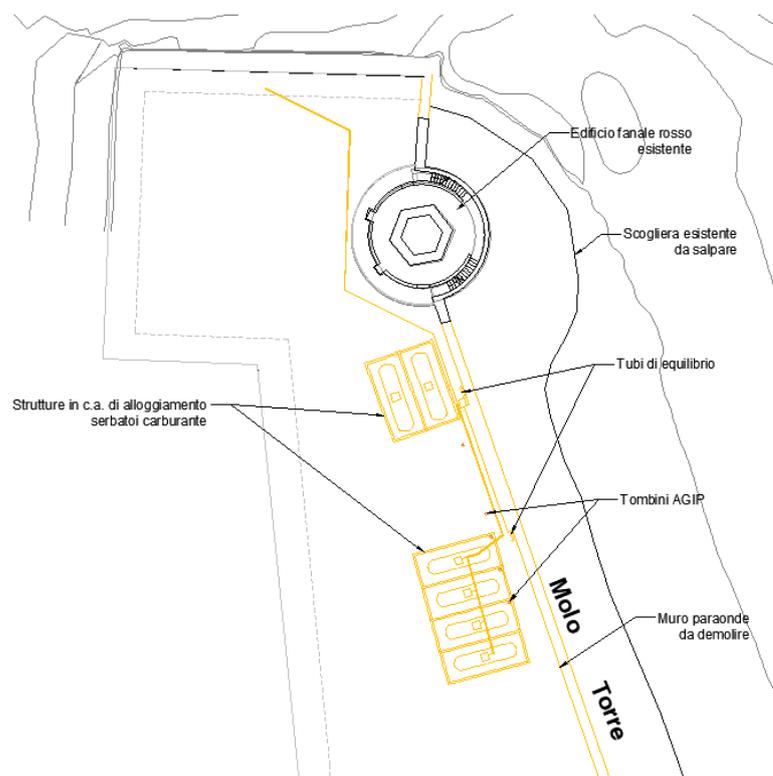


Figura 8-1 – Attuale ubicazione dei serbatoi carburanti.

Si prevede quindi la realizzazione di una paratia ai fini di garantire la stabilità della struttura.

Per il calcolo dell'opera di sostegno si ipotizza cautelativamente che l'intera spinta del terreno agisca sulla paratia senza portare in conto la presenza dell'elemento scatolare in c.a. contenente i serbatoi.

Si riporta nella figura seguente lo schema in pianta della paratia.

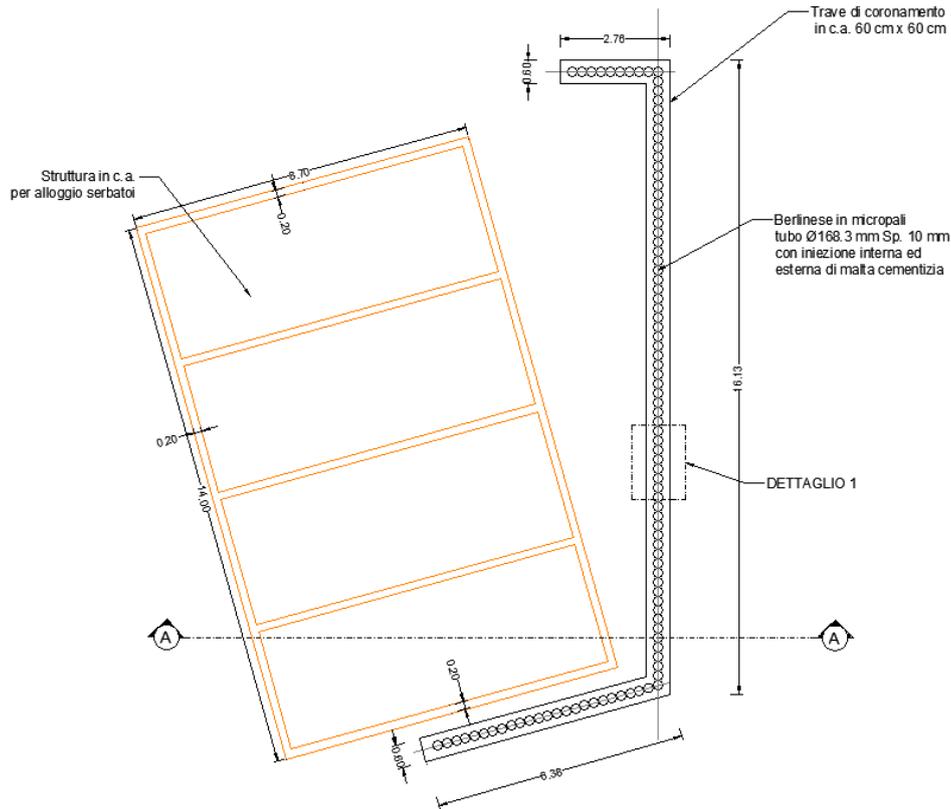


Figura 8-2 – Schema planimetrico della paratia.

L'analisi e la verifica strutturale della paratia sono state effettuate attraverso l'ausilio del software PARATIE PLUS.

### 8.1 Caratteristiche dei terreni

Si riportano nel seguito le caratteristiche meccaniche degli strati di terreno che vengono attraversati dall'opera di sostegno.

Da quota +1.10 m fino a quota -1.90 m rispetto al l.m.m. si ha uno strato in Tout-Venant caratterizzato da  $\varphi' = 40^\circ$  e coesione  $c' = 0$  mentre al di sotto si hanno sabbie limose con  $\varphi' = 32^\circ$  e coesione  $c' = 0$ .

Sia a monte che a valle dello scavo il livello di falda si trova a -1.10 m rispetto al p.c. di monte, come riportato nella figura seguente.

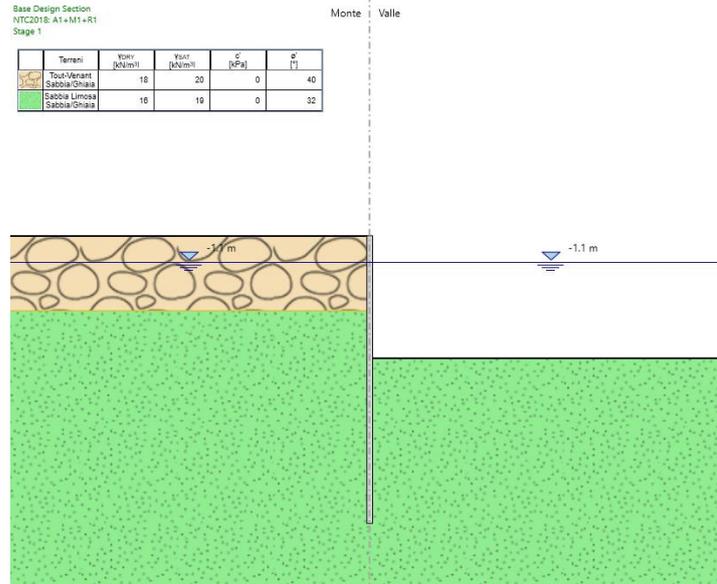


Figura 8-3 – Stratigrafia dei terreni a monte e a valle con posizione del livello di falda.

## 8.2 Analisi dei carichi

Affinché non ci sia rotazione rigida della paratia, si ipotizza una profondità di infissione pari a 6.90 m rispetto al piano del fondale di valle.

Ai fini del calcolo delle caratteristiche della sollecitazione si considera, oltre alle spinte attive e passive dei terreni, anche un sovraccarico sul p.c. a monte della paratia di entità pari a 5 kN/m<sup>2</sup> in quanto si ipotizza che possano transitare piccoli autoveicoli.

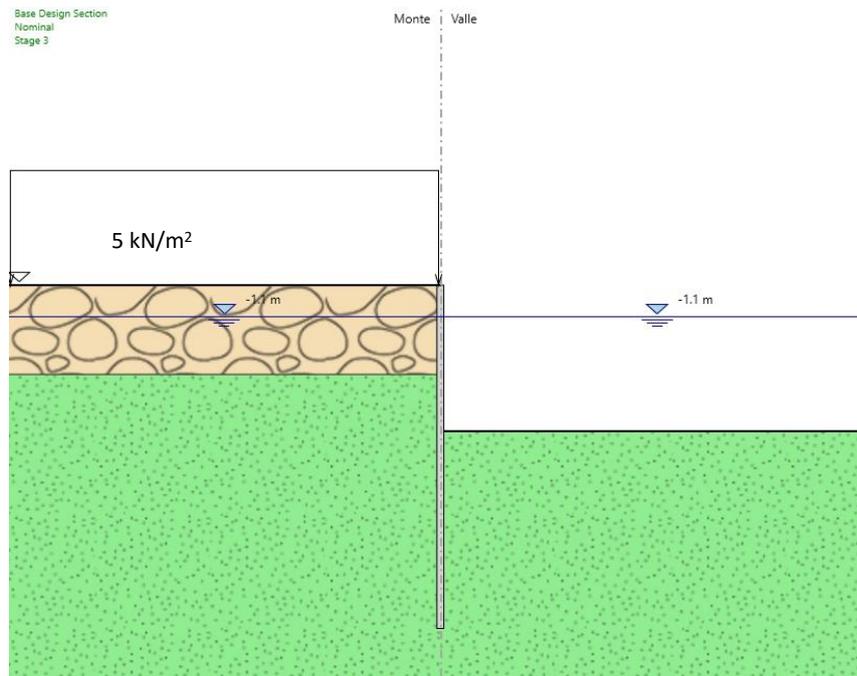


Figura 8-4 – Schema di applicazione del sovraccarico.

Per il calcolo delle spinte esercitate dal terreno a monte e a valle della paratia, si calcolano i coefficienti di spinta attiva e passiva.

In particolare, il coefficiente di spinta attiva viene valutato con la formulazione di Rankine mentre il coefficiente di spinta passiva si valuta con Lancellotta in quanto la formulazione di Coulomb fornirebbe valori troppo cautelativi.

Si ottengono:

Terreno	$k_a$	$k_p$	$\gamma_{sat}$	$\gamma_d$
	-	-	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Tout-Venant	0.217	4.599	20	18
Sabbia Limosa	0.307	3.255	19	16

Si riportano nel seguito i diagrammi delle tensioni orizzontali efficaci agenti sulla paratia:

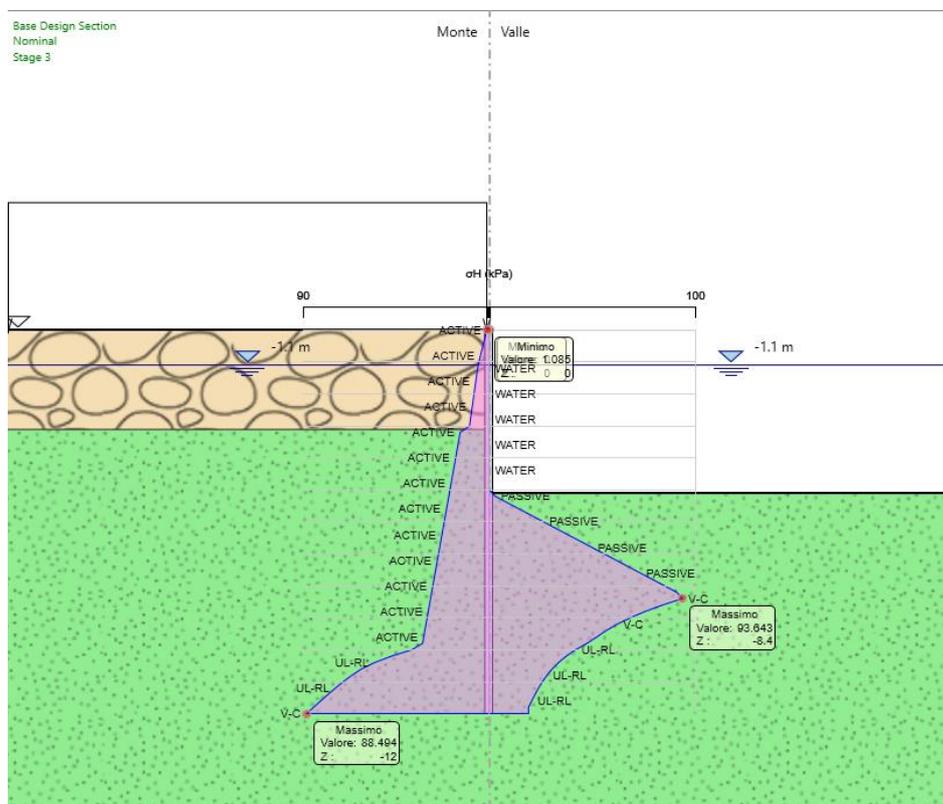


Figura 8-5- Diagramma delle tensioni orizzontali efficaci [kPa].

Per la verifica strutturale agli SLU della paratia, si considera l'APPROCCIO 1, COMBINAZIONE 1: A1+M1+R1 come indicato nel 6.5.3.1.2 delle NTC-2018, prendendo i coefficienti dalle seguenti tabelle di Normativa:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### 8.3 Verifiche strutturali

Si riportano nel seguito i diagrammi di momento flettente e taglio di progetto sollecitanti la paratia.

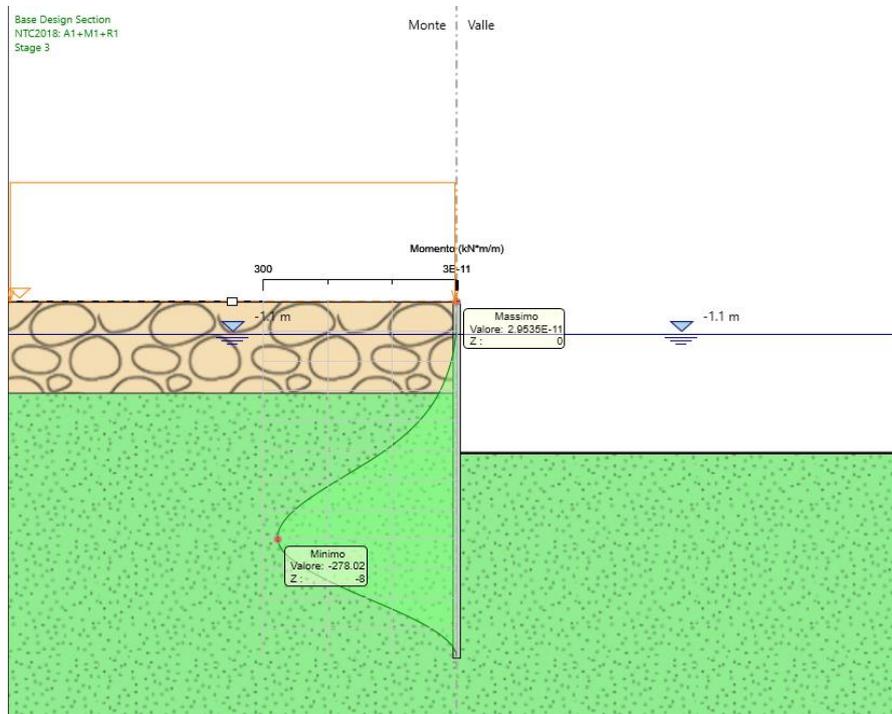


Figura 8-6 – Diagramma di momento flettente di progetto [kNm/m].

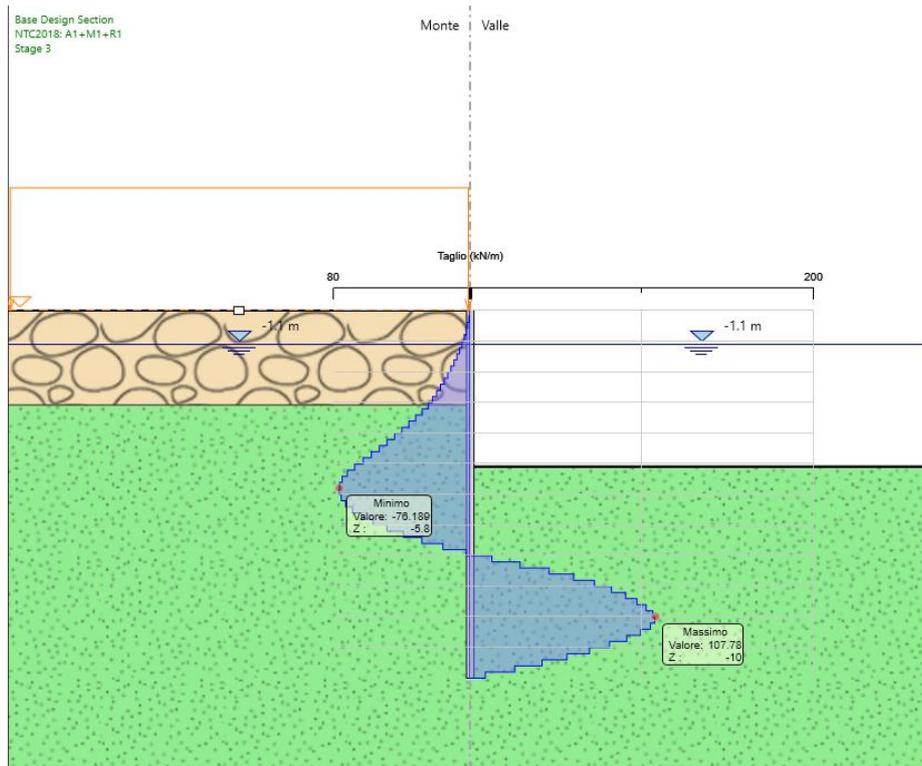


Figura 8-7 – Diagramma del taglio di progetto [kN/m].

Ipotizzando che la paratia sia del tipo Berlinese con micropali accostati  $\varnothing 168.3$  mm sp. 10 mm, sia la verifica a momento flettente che a taglio risultano soddisfatte con i seguenti valori delle resistenze di progetto.

**Summary for DA <NTC2018: A1+M1+R1>**

**Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1>**

**Parete <Left Wall> \*\*\* Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.15	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (Stage A)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.45	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (Stage 3)

**Risultati Elementi parete (Beam)**

WallElement Max. momento (assoluto) [kNm/m]	278.02	Z = -8 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (Stage 3)
Max. taglio [kN/m]	107.78	Z = -10.2 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (Stage 3)
SteelWord: massimo struttamento in flessione	0.787	Z = -8 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (Stage 3)
SteelWord: massimo struttamento a taglio	0.042	Z = -10 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (Stage 3)

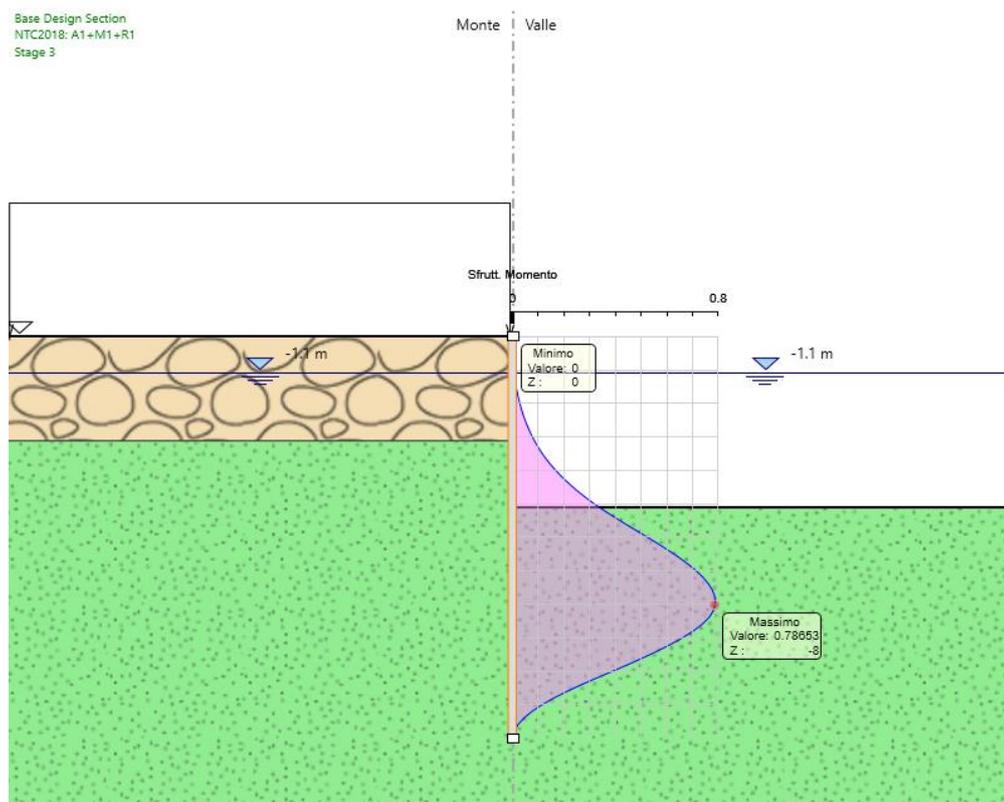


Figura 8-8 – Andamento del rapporto tra momento sollecitante di progetto e resistenza di progetto.

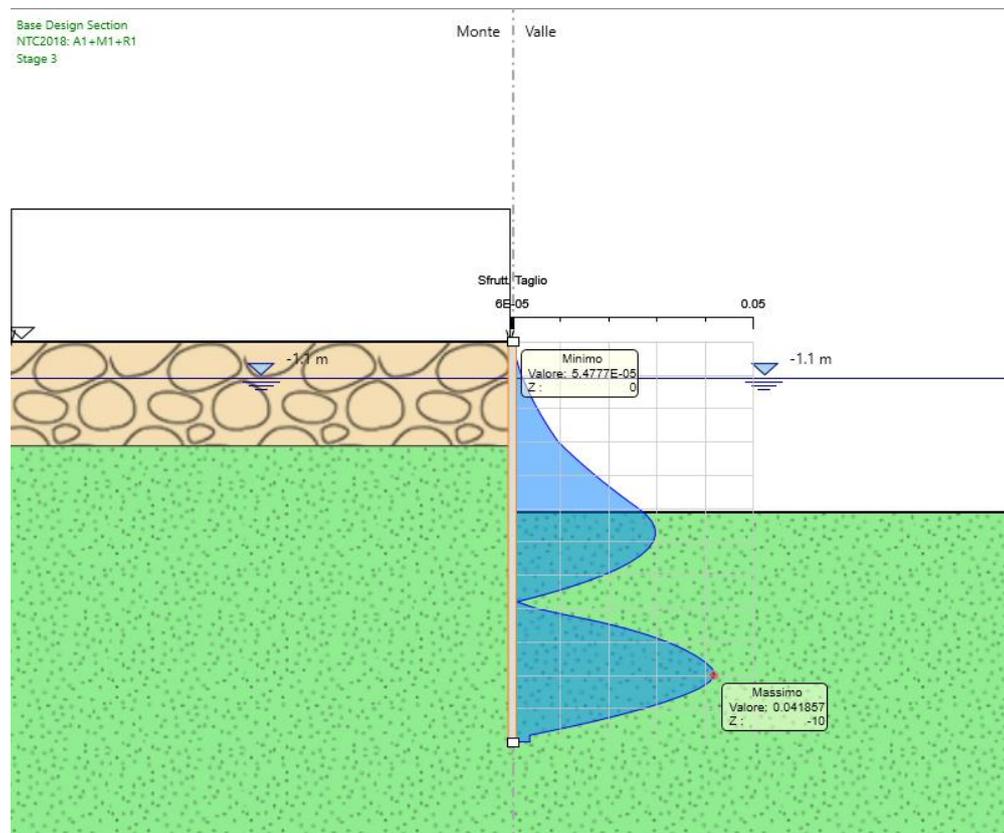


Figura 8-9 – Andamento del rapporto tra taglio sollecitante di progetto e resistenza di progetto.

## Capitolo 9 Sistemazione tubazione di scarico a mare

Nell'area di ampliamento del Porto di Punta Ala è presente, in tratti poggiata sul fondo e in tratti coperta da sabbia di riporto, una condotta sottomarina di diametro 200 mm adibita al conferimento in mare delle acque depurate del comprensorio di Punta Ala. Il proprietario della condotta scarico a mare, nonché titolare della relativa concessione di conferimento a mare, è il consorzio idrico Acquedotto del Fiora.

Il progetto di riqualficazione e ampliamento del porto contempla lo spostamento della suddetta condotta all'esterno dell'ambito portuale.

Per conseguire tale obiettivo la MPA ha previsto, in accordo con il consorzio, la posa in opera di una nuova condotta in Pead Ø280 PN16 in sostituzione del primo tratto della condotta di esistente, dal radicamento fino alla profondità di circa 15 m, dove verrà giuntata alla tubazione esistente per proseguire fino al diffusore (posto a circa 360 m dal punto di giunzione, su fondali di 25-30 m).

È opportuno precisare quanto segue:

- il presente progetto ha riguardato la sola definizione del percorso e della tipologia di posa della tubazione e pertanto non ha preso in esame la verifica idraulica della tubazione e la definizione delle opere d'arte necessarie al funzionamento dell'impianto (giunti, pompe, valvole, sfiati etc...).
- Il percorso della condotta di scarico esistente è stato ipotizzato sulla base delle planimetrie di progetto e delle indagini magnetotermiche fornite dal Marina di Punta Ala.
- Le verifiche della condotta in fase di varo e di esercizio dovranno essere effettuate nella successiva fase progettuale anche sulla base delle indicazioni del consorzio idrico Acquedotto del Fiora.
- Il percorso della nuova tubazione è stato selezionato con l'obiettivo di ridurre al minimo le interferenze con le opere in progetto e con le attività del porto valutando anche sulla base delle richieste del committente.
- Le fasi provvisorie per lo spostamento della tubazione esistente non state prese in considerazione in questa fase, e dovranno essere valutate in sede di progetto esecutivo.

Con riferimento all'elaborato grafico di progetto, il percorso della condotta è suddiviso in due tratti:

- Condotta interrata (tratto a-b-c-d),
- Condotta sottomarina (tratto e-f-g-h-i-j)

La nuova condotta sottomarina si ricongiunge con la condotta esistente nel punto D su fondali di circa -15 m sul l.m.m. all'esterno del porto.

La nuova condotta interrata è realizzata in trincea per uno sviluppo complessivo di circa 195 m. La tubazione è posata al di sotto del piano stradale ad una profondità di circa 2.30 m dal piano campagna.

Il tratto (a-b) si sviluppa a tergo della nuova banchina Hidalgo Est, il tratto (b-c-d) aggira l'area di alaggio delle imbarcazioni fino ad arrivare al radicamento della diga sottoflutto.

Lungo il percorso della condotta interrata è prevista la posa in opera di 5 pozzetti di ispezione prefabbricati in cls di dimensioni interne in pianta di 1.50 m×1.50 m, con elemento di copertura in cemento armato vibrato (CAV) con chiusino carrabile in ghisa sferoidale.

Successivamente la condotta attraversa il corpo diga (tratto d-e), su fondali compresi tra -1.00 m e -2.00 m (in analogia allo stato attuale).

Per garantire l'attraversamento della tubazione è prevista la posa preventiva di un cunicolo prefabbricato in c.a. durante la formazione del nucleo della diga di lunghezza pari a 17.50 m.

Dal punto di uscita del cunicolo, fino alla profondità di 3.0 m (e), la tubazione verrà inglobata in un getto di calcestruzzo subacqueo (per uno sviluppo di circa 15 m) coperto da massi naturali di peso 40-200 kg per proteggere la tubazione dall'azione dei frangenti.

La nuova condotta sottomarina ha uno sviluppo complessivo di 840 m.

Si è previsto l'assemblaggio della condotta in tronchi successivi, il traino in condizioni di galleggiamento della condotta stessa, il collegamento del tronco generico a quello già varati, l'affondamento del tronco.

La condotta sottomarina è zavorrata con selle di calcestruzzo poste ad un interasse di 2.5 m. Per ancorare la tubazione al fondo sono previsti blocchi prefabbricati di calcestruzzo di dimensioni 0.8 m × 0.8 m × 0.7 m che si vanno a disporre a cavallo della tubazione.

Nel tratto (e-f), dove si hanno bassi fondali, è previsto un blocco di ancoraggio ogni 10 m. Nel tratto (g-h-i-j), dove si incontrano profondità crescenti, è previsto un blocco di ancoraggio ogni 20 m.

Nel tratto (f-g), dove la condotta interseca il canale di navigazione, per proteggere la tubazione si è previsto l'impiego di un materasso costituito da elementi di calcestruzzo articolati ("articulated concrete block mattresses").

Le dimensioni e il peso effettivo degli elementi di zavorramento e ancoraggio dovranno essere oggetto di verifica nella fase di progettazione esecutiva.