

# HUB PORTUALE ravenna



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare Adriatico centro settentrionale



APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,  
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI,  
NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E  
RIUTILIZZO MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE  
AL P.R.P VIGENTE 2007 - I FASE - PORTO DI RAVENNA

## PROGETTO ESECUTIVO

**oggetto** BANCHINE  
BANCHINA A - BUNGE NORD  
RELAZIONE GENERALE - BANCHINA A - BUNGE NORD

**file**  
1114-E-BAA-STR-RG-01-1.doc

**codice**  
1114-E-BAA-STR-RG-01-1

**scala**  
-

Revisione	data	causale	redatto	verificato	approvato
0	28/07/2021	Emissione per approvazione	M. Rossignoli	G. Marcolini	F.Busola
1	15/09/2021	Emissione per approvazione	M. Rossignoli	G. Marcolini	F.Busola

responsabile delle Integrazioni Specialistiche: **Ing. Lucia de Angelis**

responsabile del Procedimento: **Ing. Matteo Graziani**

committente



Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale  
Via Antico Squero, 31  
48122 Ravenna

contraente generale



**Consorzio Stabile  
Grandi Lavori S.c.r.l.**

Consorzio Stabile Grandi Lavori Srl  
Piazza del Popolo 18  
00187 Roma



**Dredging  
International**

DEME - Dredging International NV  
Haven 1025 - Scheldedijk 30  
2070 Zwijndrecht - Belgium

progettisti



Technital S.p.A.  
Via Carlo Cattaneo, 20  
37121 Verona

*Direttore Tecnico*  
**Dott. Ing. Filippo Busola**



F&M Ingegneria SpA  
Via Belvedere 8/10  
30035 Mirano (VE)

*Direttore Tecnico*  
**Dott. Ing. Tommaso Tassi**



SISPI srl  
Via Filangieri 11  
80121 Napoli

*Direttore Tecnico*  
**Dott. Ing. Marco Di Stefano**

## BANCHINE

### Relazione generale banchina A – Bunge Nord

---

15 settembre 2021

---

PROGETTISTI

RTP:  **F&M**  
ingegneria

**F&M**  
ingegneria

**SISPI**  
engineering

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>SINTESI INDAGINI INTEGRATIVE RISPETTO AL PD</b> .....	<b>8</b>
<b>3.1</b>	<b>RILIEVI ESEGUITI</b> .....	<b>8</b>
<b>3.2</b>	<b>SISMICA</b> .....	<b>9</b>
<b>3.3</b>	<b>INDAGINI GEOTECNICHE</b> .....	<b>10</b>
3.3.1	PROGETTO DEFINITIVO .....	10
3.3.2	PROGETTO ESECUTIVO.....	10
<b>4</b>	<b>STATO DI FATTO</b> .....	<b>12</b>
<b>5</b>	<b>SINTESI DI CRITICITA' ED INTERFERENZE</b> .....	<b>14</b>
<b>5.1</b>	<b>VERIFICHE GEOMETRICHE</b> .....	<b>14</b>
5.1.1	LUNGHEZZA DI BANCHINA.....	14
5.1.2	QUOTA DELLA TRAVE DI CORONAMENTO.....	15
5.1.3	FRONTE BANCHINA .....	16
5.1.4	TIRANTI.....	18
<b>5.2</b>	<b>VERIFICA COMPATIBILITA' DEI MATERIALI E QUANTITA'</b> .....	<b>19</b>
5.2.1	COMPATIBILITÀ DEI MATERIALI .....	19
5.2.2	QUANTITÀ DEI MATERIALI.....	21
<b>5.3</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE</b> .....	<b>21</b>
<b>5.4</b>	<b>VERIFICA IMPIANTI</b> .....	<b>21</b>
5.4.1	SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE .....	21
5.4.2	RETE ANTINCENDIO E IMPIANTI ACCESSORI.....	26
<b>6</b>	<b>PRESTAZIONI RICHIESTE PER L'ADEGUAMENTO</b> .....	<b>27</b>
<b>7</b>	<b>SINTESI CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E SISMICHE</b> .....	<b>28</b>
<b>8</b>	<b>SOLUZIONE PROGETTUALE PE - ADEGUAMENTO STRUTTURALE</b> .....	<b>30</b>
<b>8.1</b>	<b>CRITERI DI PROGETTO</b> .....	<b>33</b>
8.1.1	VERIFICHE DELLE PRESTAZIONI .....	35
<b>8.2</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>36</b>
8.2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	36
8.2.2	NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI .....	37
8.2.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE .....	37
<b>8.3</b>	<b>CARATTERISTICHE MATERIALI DI PROGETTO</b> .....	<b>37</b>
8.3.1	CALCESTRUZZO .....	37
8.3.2	ACCIAIO PER ARMATURE .....	38

8.3.3	ACCIAIO PER BARRE AUTOPERFORANTI.....	39
8.3.4	MALTA PER L'INIEZIONE DEI TIRANTI AUTOPERFORANTI.....	40
<b>9</b>	<b>FASI COSTRUTTIVE CRONOPROGRAMMA .....</b>	<b>41</b>
<b>10</b>	<b>QUADRO ECONOMICO .....</b>	<b>45</b>

## 1 PREMESSA

Il Piano Regolatore Portuale 2007 del porto di Ravenna, acquisito il parere del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici con voto n. 129 del 29.10.2008 e la Valutazione Ambientale Strategica con delibera della giunta regionale Emilia-Romagna n. 14796 del 12.10.2009, è stato approvato con delibera di Giunta provinciale n. 3 del 03.12.2010 in virtù della delega conferita a tale Ente dalla Legge Regionale n. 3 del 21.04.1999 "Riforma del sistema regionale e locale".

Successivamente, in data 19.03.2010, è stata attivata presso il Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare e gli altri Enti competenti la procedura di Valutazione di Impatto Ambientale delle opere previste in Piano, che è proseguita con le pubblicazioni di legge ed il parere favorevole di compatibilità ambientale della Commissione Tecnica per la Verifica dell'Impatto Ambientale - VIA e VAS in data 17.06.2011. Il Decreto congiunto di V.I.A. del Ministro dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare e del Ministro per i Beni e le Attività Culturali n. 6 del 20.01.2012 ha sancito la compatibilità ambientale del P.R.P. 2007 per l'attuazione delle opere connesse nel rispetto di alcune condizioni e prescrizioni.

Il Ministro dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare di concerto col Ministro dei Beni e delle attività Culturali e del Turismo, con decreto n. 215 del 07.08.2017 ha prorogato per dieci anni a decorrere dalla data di scadenza, i termini di validità del Decreto di compatibilità ambientale prot. DVA-DEC-2012-6 del 20 gennaio 2012 relativo al "Piano Regolatore Portuale – Attuazione delle opere connesse" del Porto di Ravenna, ovvero sino al 18 maggio 2027.

L'Autorità di Sistema Portuale ha sviluppato il progetto preliminare di "Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e utilizzo materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007", istruito dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti in quattro stralci consecutivi ma singolarmente funzionali, ed approvato dal C.I.P.E. con delibera n. n. 98 del 26 ottobre 2012 (G.U.R.I. n. 136 del 12 giugno 2013) per i primi due.

Il Porto di Ravenna è costituito da un canale principale, Candiano, e due secondari, Baiona a Piombone. Nel complesso sono attualmente presenti 24 km di banchine disponibili, di cui 18.5 km operative. Le merci trattate dai terminalisti privati sono principalmente rinfuse, liquidi, container.

A seguito delle analisi del traffico e degli scenari futuri, il PRP del 2007 ha fissato come priorità per lo sviluppo del Porto l'approfondimento dei fondali per permettere l'ingresso di navi di dimensioni maggiori rispetto alle attuali, oltre alla realizzazione di un nuovo Terminal Container.

Le opere dei primi due stralci, oggetto del presente progetto, consistono nella realizzazione del nuovo Terminal Container e in un primo step di approfondimento dei fondali, oltre al conseguente adeguamento strutturale di parte delle banchine esistenti.

Nelle aree limitrofe al porto verranno acquisiti al Pubblico Demanio Marittimo alcune aree che saranno anche oggetto di destino di parte del materiale dragato prima della realizzazione delle aree logistiche vere e proprie.

In data 20/01/21, con verbale di avvio alla progettazione, l'Autorità di Sistema (AdSP), ha limitato l'inizio delle attività di progettazione esecutiva (PE) agli interventi di adeguamento funzionale e strutturale delle banchine ed allo svuotamento delle casse di colmata Nadep e Centro Direzionale.

Nell'ambito delle attività di PE oggetto del richiamato verbale rientrano anche le attività connesse allo svuotamento della cassa di colmata Trattaroli (per la parte incidente con le lavorazioni previste nel cantiere N2), nonché le attività di conferimento di materiali provenienti dalle casse di cui sopra nelle aree logistiche L2 e S3 e nella "Cava Bosca"

La progettazione esecutiva delle banchine riguarda in particolare:

- Banchine A - BUNGE NORD
- Banchine B - BUNGE SUD
- Banchine D – CEMENTILCE (UNIGRA'-UNITERMINAL) – TRATTAROLI NORD

- Banchina C - ALMA
- Banchina O - LLOYD
- Banchina E, F, G, H - TERMINAL NORD – TRATTAROLI SUD
- Banchina I - IFA
- Banchina M – DOKS PIOMBONI NORD
- Banchina N - Nuovo terminal container sopraelevazione (cantiere N1) e nuovo tratto (cantiere N2)

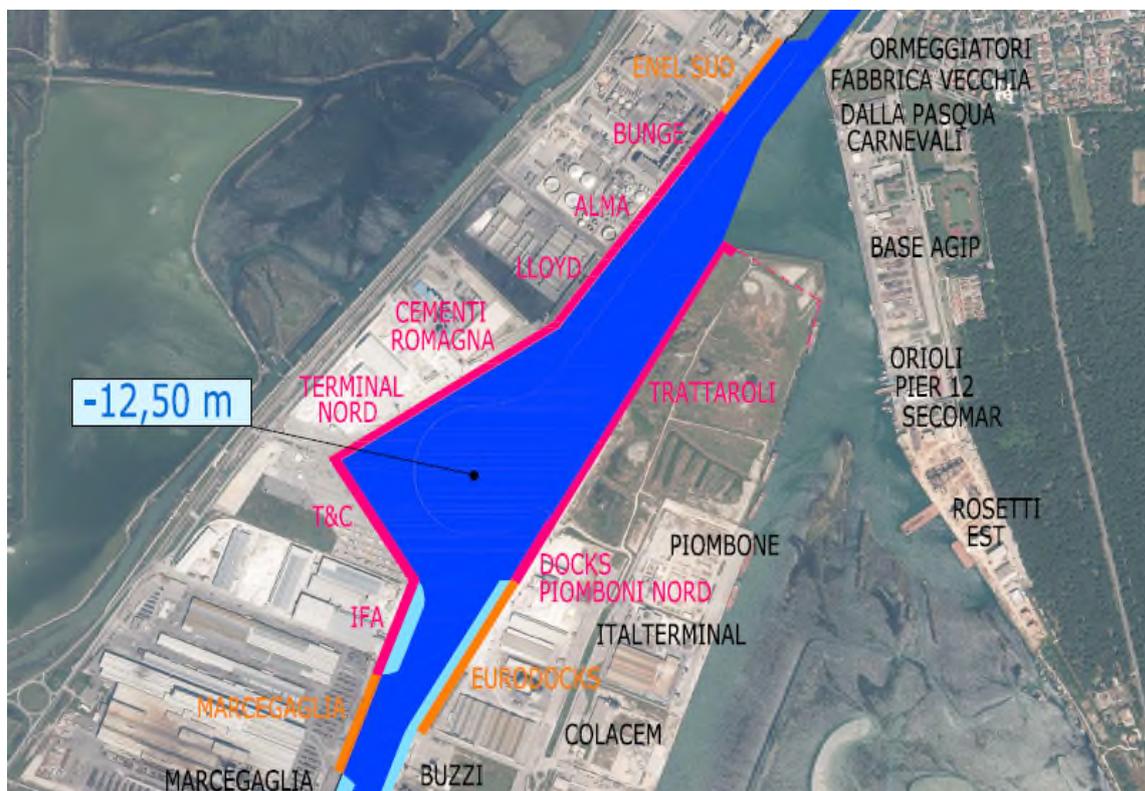


Figura 1 – Planimetria relativa alle banchine da adeguare e al nuovo terminal in penisola Trattaroli (PD)

In data 9/03/21 il GC (prot.9 del 9/03/21) ha presentato a AdSP le relazioni di criticità delle banchine, casse di colmata (rif.to art. 2.11 del CSA), in cui sono state effettuate le analisi dello stato esistente a partire dalle verifiche geometriche, verifiche delle interferenze, delle aree di cantiere, degli aspetti ambientali e delle compatibilità dei materiali, e sono state individuate le criticità.

A seguito delle successive riunioni ed incontri sintetizzati nella nota trasmessa dal CG in data 17/05/2021 con nota prot. 189 sono state concordate le linee di indirizzo per risolvere le principali criticità di cui alla relazione prot. 9 del 03/03/2021.

In data 28/07/2021 è stata trasmessa la rev. 0 del progetto esecutivo delle banchine elaborato in conformità all'analisi della matrice dei rischi prodotta in sede di gara ed alle linee indirizzo concordate con la Stazione Appaltante ed il Direttore dell'Esecuzione in fase progettuale.

La presente revisione di alcuni elaborati progettuali, aggiornati in rev.1 del 15/09/2021, tiene conto delle osservazioni rese dalla Stazione Appaltante e dal Direttore dell'Esecuzione sugli elaborati progettuali di cui alla revisione 0 trasmessa dal Contraente Generale in data 28/07/2021.

La presente relazione riporta nel dettaglio la descrizione della **Banchina A – Bunge Nord**.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

L'opera in esame come detto è stata interessata in tempi recenti (2012-2013) da un corposo intervento strutturale dei quali sono disponibili numerosi elaborati appartenenti al progetto definitivo ed esecutivo, incluse le perizie di variante in corso d'opera.

1114.STR.04A.01 - Planimetria di inquadramento\_Rev.2;

1114.STR.04A.02 - Planimetria generale stato di fatto Rev.2;

1114.STR.04A.03 - Planimetria intervento integrativo Rev.2;

1114.STR.04A.04 - Sezione tipologica corrente e particolari costruttivi Rev.2;

1114.STR.04A.A – Relazione Bunge Nord Rev.2

STR B RelCalcolo Rev.3 – Relazione di calcolo per Emissione perizia di variante n.2.

Si sintetizzano nel seguito le caratteristiche della banchina desunte dallo studio degli elaborati del progetto posto a base di appalto.

### Stato di Fatto

La struttura della banchina esistente è costituita da 2 fasi costruttive e temporali distinte.

Gli elementi risalenti agli **anni '60** consistono in:

1. Un palancoato combinato del tipo Arbed HZ 775 B in acciaio avente altezza complessivamente pari a 16,7 m;
2. Un ordine di tiranti passivi sub-orizzontali (7°), intestati in sommità del palancoato ad un interasse regolare di 7,0 m;
3. Uno sviluppo di pali in c.a., aventi interasse pari a 3.83. collegati da un cordolo di coronamento disposto circa 10 m dietro al palancoato HZ 775 B;
4. Un diaframma in c.a., di spessore prossimo al metro e mezzo, disposto ulteriori 8,5 m alle spalle del precedente sviluppo di pali.

Gli elementi risalenti il 2010-2013 consistono in:

5. Un palancoato in acciaio del tipo AZ18, posizionato davanti al precedentemente realizzato HZ 775 B ed avente altezza complessivamente pari a  $22+1,5=23,5$  m;
6. Uno sviluppo di pali trivellati in c.a. del diametro di 1000 mm, posizionati alle spalle del precedentemente realizzato HZ 775 B, con un interasse di 1,25/1,50 m, aventi altezza pari a 30,5 m;
7. Una serie di colonne in jet grouting, di diametro pari a 500 mm e disposti tra i pali di cui al punto precedente;
8. Uno sviluppo di pali trivellati realizzati ad elica continua di diametro pari a 800mm, lunghezza pari a 30,5 m ed interasse regolare pari a 4,0 m, disposti 3,75 m alle spalle dei pali di cui al punto 6;
9. Un ulteriore sviluppo di pali trivellati realizzati ad elica continua di diametro pari a 800mm, lunghezza pari a 30,5 m ed interasse regolare pari a 4,0 m, disposti 3,75 m alle spalle dei pali di cui al punto precedente;
10. Una soletta di collegamento con trave di coronamento in c.a., avente spessore pari a 1,0 m e larghezza in pianta di circa una decina di metri
11. Un ordine di micropali aventi funzione di tiranti, di diametro pari a 200 mm, lunghezza totale 48,5 m, inclinazione 50°, disposti ad un interasse regolare di 4,0 m ed armati con un tubolare di diametro 139,7 mm e spessore 10 mm, intestati in un cordolo in sommità del palancoato HZ 775 B di cui al punto 1;
12. Un ordine di tiranti attivi a 6 trefoli (150 mm<sup>2</sup>), disposti con interasse regolare pari a 6,0 m, lunghezza del tratto libero pari a 18,0 m e lunghezza del bulbo pari a 29,0 m, tesatura iniziale di 400 kN ed intestati circa a metà della soletta di cui al punto 10.

Il calcestruzzo utilizzato per cordoli e pali, secondo il **progetto di adeguamento del 2010**, è della classe C35/45 con classe di esposizione XS2/XS3. Le barre d'armatura per c.a. sono del tipo B450C mentre l'acciaio utilizzato per i palancoati di cui al punto 5 è del tipo S430GP. I tiranti a trefoli in acciaio armonico sono stati realizzati con bulbi iniettati con metodo IRS. All'epoca della realizzazione dei tiranti, sono stati realizzati anche

degli alloggiamenti per tiranti aggiuntivi di progetto non ancora realizzati all'epoca ed oggetto del presente intervento.

Di seguito si riporta una sezione tipo del banchinamento per come risulta dagli elaborati originali del progetto dell'ultima perizia di variante ed uno stralcio planimetrico.

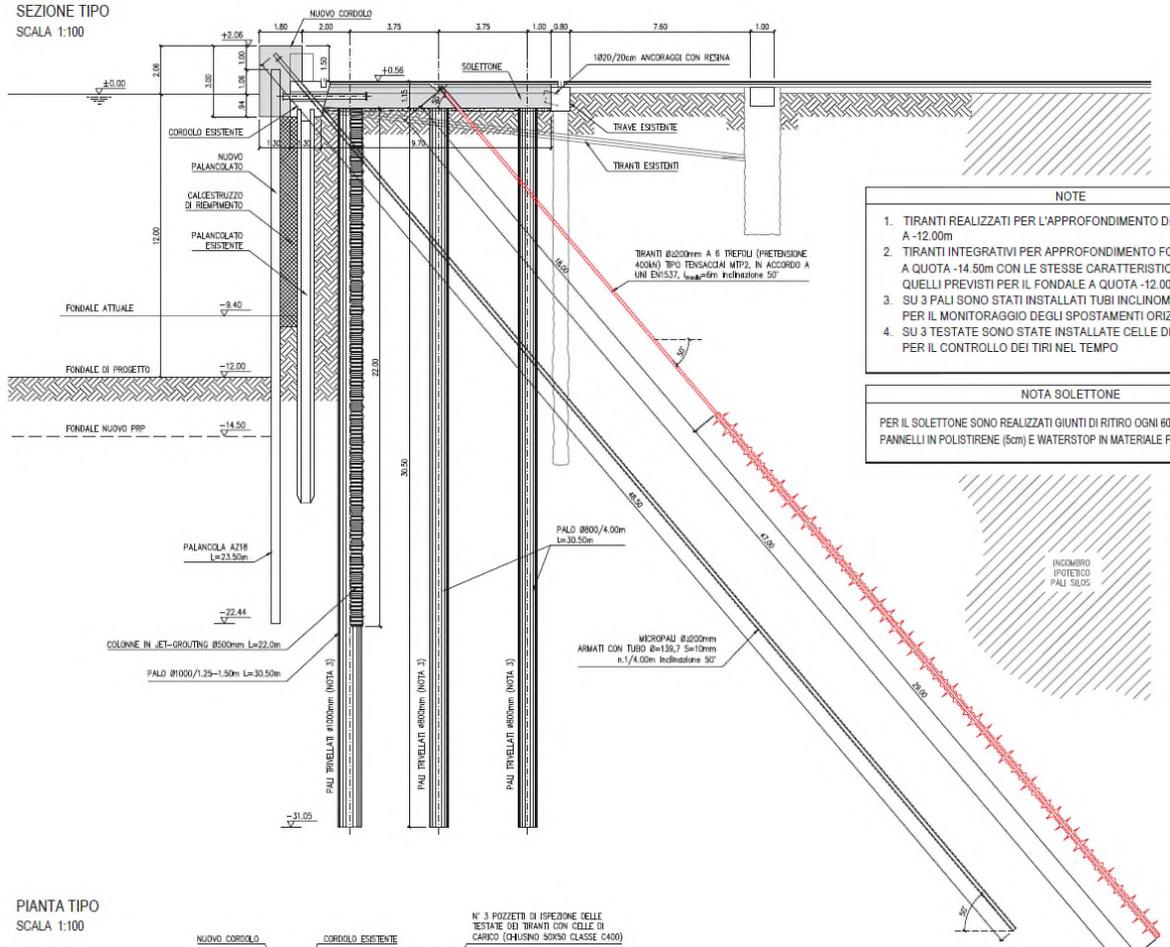


Figura 2 – Bunge Nord – Sezione tipo PD As built

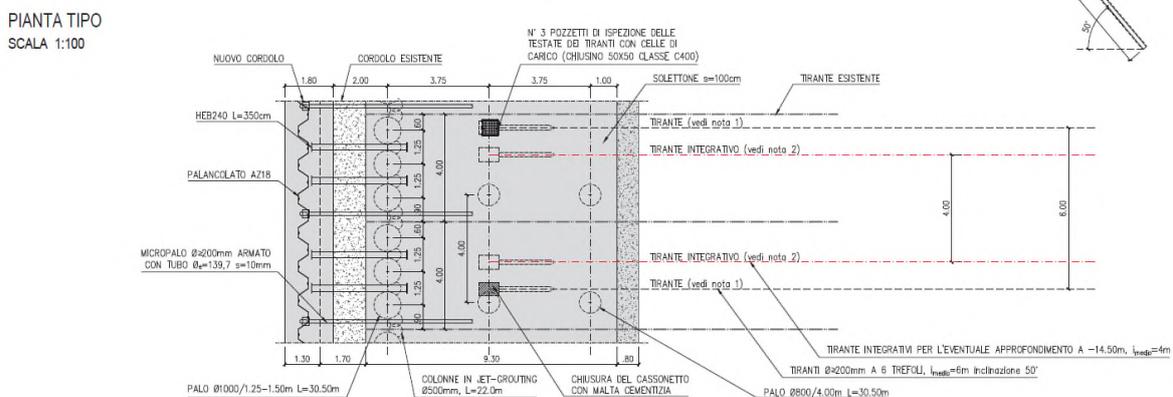


Figura 3 – Bunge Nord – Stralcio pianta tipo PD As built

### 3 SINTESI INDAGINI INTEGRATIVE RISPETTO AL PD

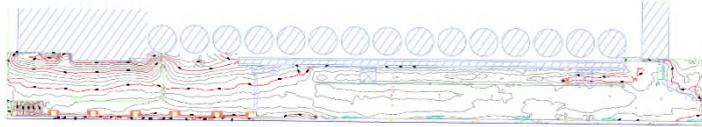
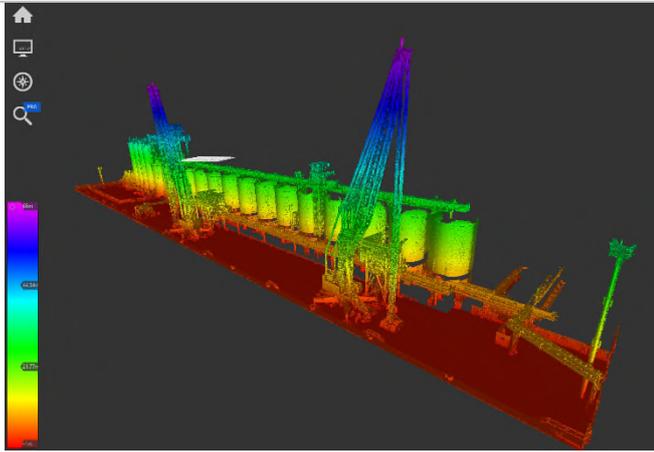
#### 3.1 RILIEVI ESEGUITI

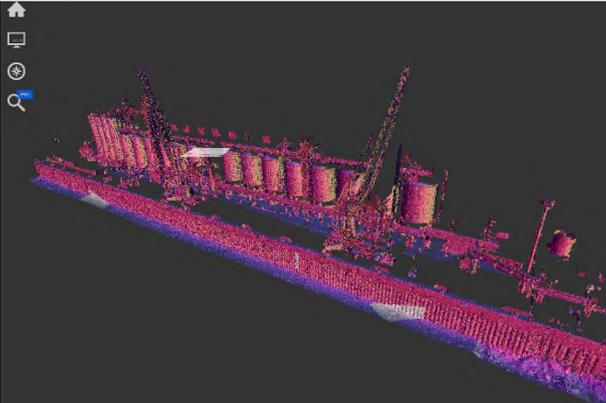
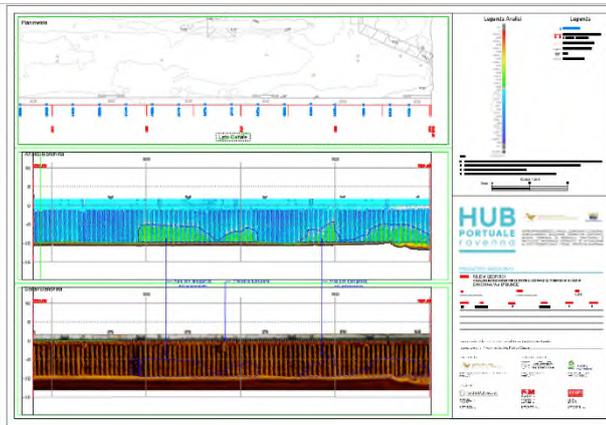
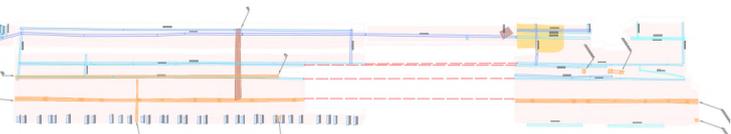
Relativamente alla banchina BUNGE NORD, per l'analisi e ricostruzione dello stato attuale dei luoghi e la valutazione delle azioni progettuali, sono state impiegate differenti tecniche di rilievo:

- Rilievo Georadar 3D
- Rilievo Aereofotogrammetrico Banchina
- Paramento banchina restituito dal SONAR e rilievo multibeam
- Rilievo Topografico Banchina e Laserscan
- Documentazione fotografica

Di seguito sono elencati gli elaborati di rilievo derivati dalle attività svolte e presi in considerazione:

- Topografia BUNGE rev02 3D.dwg
- BUNGE Terreno da Mesh3.rcp
- BUNGE Lidar e Multibeam3.rcp
- AN\_BAN\_A\_B.dwg
- AN\_GPR\_BUNGE\_REV01.dwg

Nome file	Immagine	Dati ottenuti
Topografia BUNGE rev02 3D		Disposizione elementi battuti e filo banchina interno
BUNGE Terreno da Mesh3		Verifica elementi in superficie

<p>BUNGE Lidar e Multibeam3</p>		<p>Verifica elementi verticali in palancoato verticale</p>
<p>Sonar AN_BAN_A_B (2) Sono presenti 4 tipi di rilievi:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Curve di livello e stazione strumento</li> <li>- Lidar multibeam</li> <li>- Fotoraddrizzamento da frame video</li> <li>- Scansione Sonar</li> </ul>		<p>Individuazione e dei sottoservizi</p>
<p>AN_GPR_BUNGE_REV0 1</p>		<p>Individuazione e dei sottoservizi</p>

### 3.2 SISMICA

L'azione del sisma è stata definita in accordo con il DM 17.01.2018 e la Circolare n° 7 del 21.01.2019.

La vita nominale dell'opera è stata assunta pari a  $V_N = 50$  anni con Classe d'uso III, alla quale è associato un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1,5, pertanto il periodo di riferimento  $V_R$  è pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Il tempo di ritorno dell'evento sismico risulta essere  $T_r = 712$  anni, al quale corrispondono i seguenti valori dell'accelerazione orizzontale di base  $a_g$  su sito di riferimento rigido:

<i>Stato Limite di Danno (SLD)</i>	$a_g = 0.064g$
<i>Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)</i>	$a_g = 0.172g$

La magnitudo associata all'evento sismico agli SLV vale  $M_W = 5.96$

E' stata fatta una analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) sulla base dei dati desunti dalle indagini di progetto definitivo ed esecutivo, per definire l'accelerazione sismica orizzontale massima di progetto (amplificazione stratigrafica), che è risultata pari a  $a_{g_{max}} = 0,2g$  per SLV e  $a_{g_{max}} = 0,1g$  per SLD.

Si rimanda alla "Relazione sismica" di progetto esecutivo per un maggiore dettaglio degli argomenti trattati

### 3.3 INDAGINI GEOTECNICHE

Le indagini disponibili sono quelle eseguite per il progetto definitivo a base di gara e quelle a supporto del presente progetto esecutivo. Queste ultime hanno permesso di dettagliare l'assetto stratigrafico dell'area di studio in corrispondenza di ciascuna banchina e di integrare le informazioni pregresse per la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni di fondazione.

Si riporta di seguito una sintesi delle indagini effettuate nell'intera area di progetto delle banchine.

#### 3.3.1 Progetto definitivo

Le indagini sono state svolte tra la fine del 2014 e l'inizio del 2015 e sono composte da:

- n. 7 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità di 35 m da p.c.; n.4 dei quali predisposti con tubo in PVC fino a fondo foro per prospezione geofisica Down Hole.
- n. 7 prove penetrometriche statiche con piezocono lato terra (CPTu) spinte sino a una profondità variabile tra 35 e 50 m.
- n. 4 prove penetrometriche statiche con piezocono lato mare (CPTu) spinte sino a una profondità variabile tra 26 e 30 m.
- n. 7 prove con dilatometro Marchetti (DMT).
- prelievo n. 19 campioni di terreno indisturbati nel corso dei sondaggi sottoposti in laboratorio a prove geotecniche di classificazione (proprietà fisiche, limiti di Atterberg e analisi granulometrica), prove triassiali non consolidate non drenate (UU), consolidate drenate (CD), consolidate non drenate (CU), prove di taglio diretto (TD) e prove edometriche (EDO).

#### 3.3.2 Progetto esecutivo

Le indagini sono state svolte tra la fine del 2019 e l'inizio del 2020 e sono composte da:

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità di 50 m da p.c., per ogni sondaggio sono state eseguite n.3 prove di permeabilità di tipo Lefranc, n.2 sondaggi sono stati attrezzati con piezometro a tubo aperto.
- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità di 20 m da p.c., in foro di sondaggio sono state condotte prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT).
- n. 9 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico (SCPTu) spinte fino a profondità di 30/40 m e n.12 test di dissipazione.
- n. 6 stendimenti MASW Multichannel Analysis of Surface Waves (SMA).
- prelievo n. 27 campioni di terreno indisturbati e n. 48 campioni rimaneggiati nel corso dei sondaggi sottoposti in laboratorio a prove geotecniche di classificazione (proprietà fisiche, limiti di Atterberg, analisi granulometrica), prove triassiali consolidate non drenate (CIU), prove di taglio diretto (TD), prove edometriche (EDO) e prove triassiali cicliche (TXC).

La figura seguente riporta l'ubicazione delle indagini di progetto esecutivo (S2Pz/20, SCPTu6/20, SMA1/20), non sono presenti indagini di progetto definitivo.

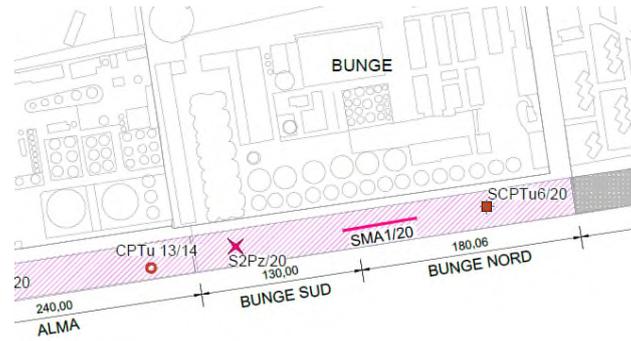


Figura 4 – Banchina Trattaroli Nord – Planimetria ubicazione indagini geognostiche

## 4 STATO DI FATTO

Nelle seguenti figure viene rappresentato lo stato di fatto della banchina dedotto dalla documentazione di riferimento e dai rilievi effettuati nel Progetto Esecutivo.

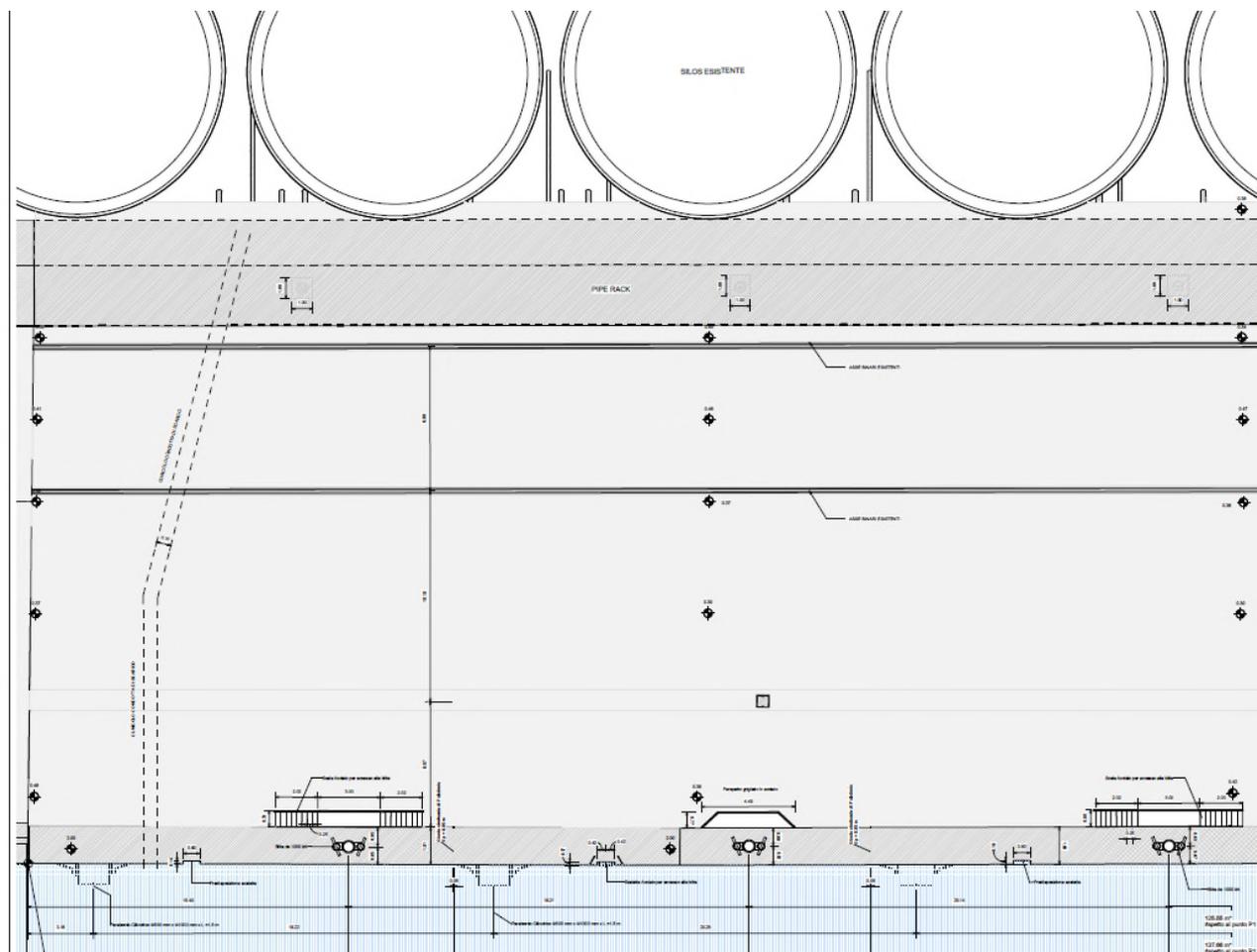


Figura 5 – Banchina Bunge Nord – Stralcio planimetrico dello stato di fatto

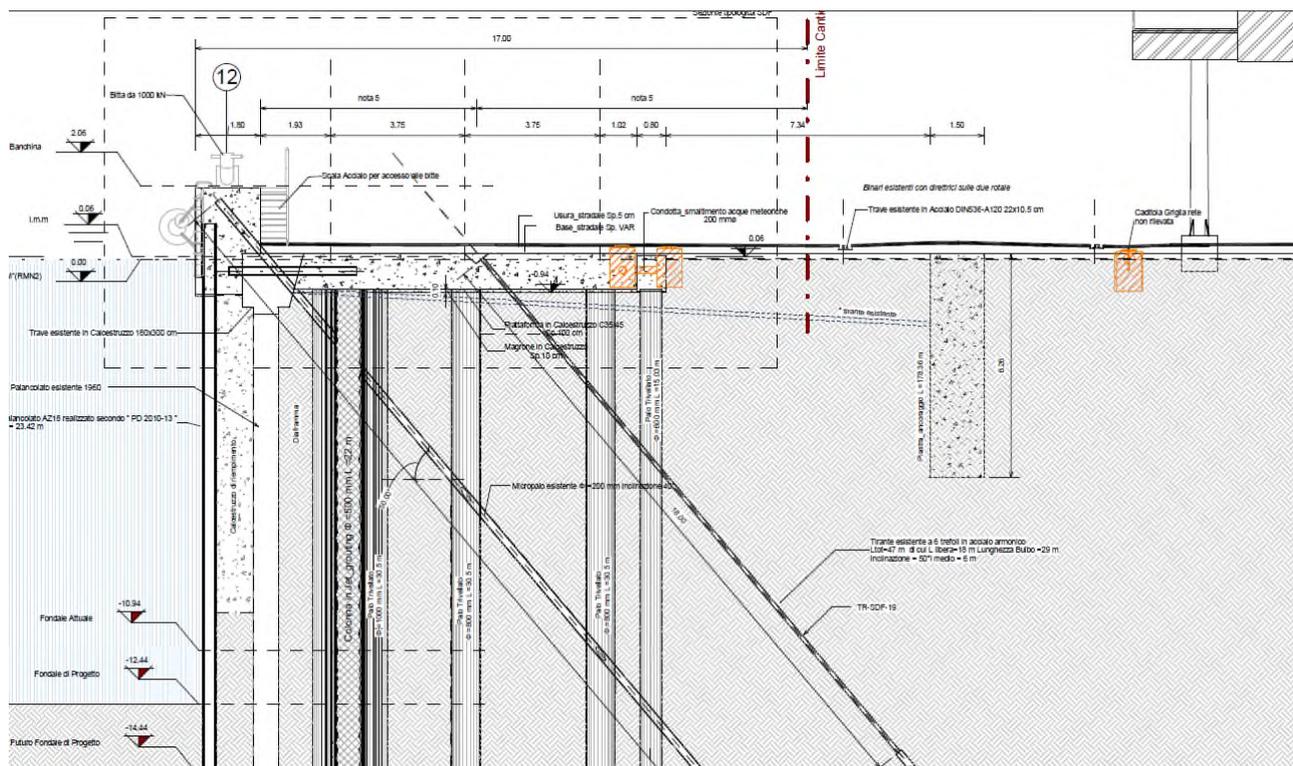


Figura 6 – Banchina Bunge Nord – Sezione tipologica dello stato di fatto

## 5 SINTESI DI CRITICITA' ED INTERFERENZE

Nei successivi paragrafi vengono descritte le principali criticità riscontrate sulla banchina in oggetto a seguito dei dovuti maggiori approfondimenti eseguiti per la fase esecutiva della progettazione. Per ulteriori informazioni si rimanda alla Relazione Criticità Banchina A.

### 5.1 VERIFICHE GEOMETRICHE

#### 5.1.1 Lunghezza di banchina

Il limite di cantiere stabilito dai punti battuti dagli elaborati forniti di rilievo ha una lunghezza pari a 180.42 m, a differenza di quanto espresso nel progetto definitivo, nei documenti 1114.STR.04A.02 - Planimetria generale stato di fatto Rev.2, 1114.STR.04A.03 - Planimetria intervento integrativo Rev.2, 1114.STR.04A.04 - Sezione tipologica corrente e particolari costruttivi Rev.2, che rilevano una lunghezza della banchina Alma pari a 180.00 m.

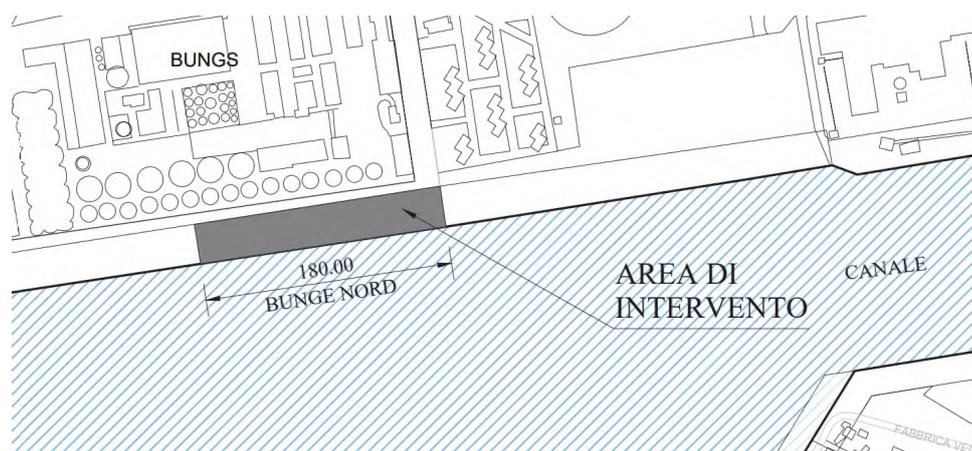


Figura 7 Estratto dall'elaborato 1114.STR.04A.01 - Planimetria di inquadramento\_Rev.2

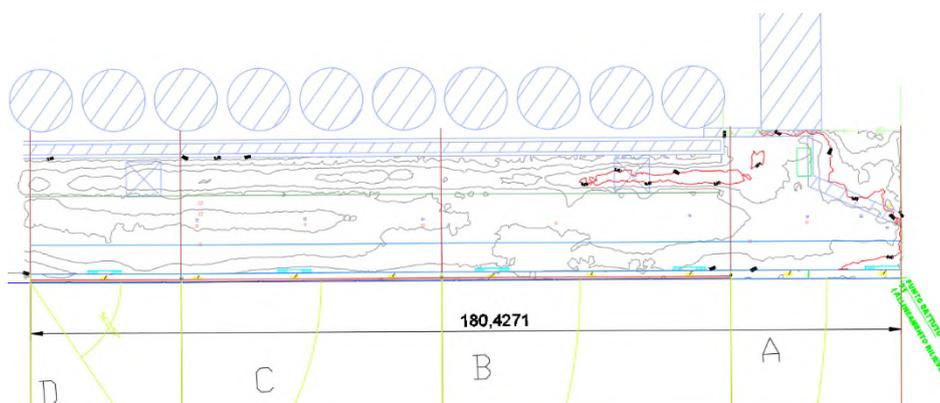


Figura 8 Topografia BUNGE rev02 3D

Oltre alla differenza di 42 cm nella lunghezza della banchina, c'è incertezza, da verificare, nella posizione effettiva degli arredi banchina dello stato di fatto rispetto a quanto riportato negli elaborati del progetto definitivo.

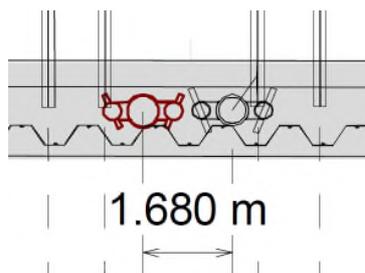


Figura 9 Sovrapposizione tra PD a rilievo topografico – Bitta

### 5.1.2 Quota della trave di coronamento

Si sono rilevate importanti discordanze tra le quote altimetriche fornite dagli elaborati di Progetto Definitivo e quelle rilevate in situ. Mettendo a confronto la sezione tipo presente nella tavola 1114.STR.04A.04 - Sezione tipologica corrente e particolari costruttivi Rev.2, riferita al IGM\*(RMN2), e quella derivante dal rilievo eseguito, riferita al caposaldo RGC, si rileva una variazione negativa della quota di estradosso della trave di coronamento pari a circa 6 cm.

#### PARTICOLARE SEZIONE TIPO

SCALA 1:50

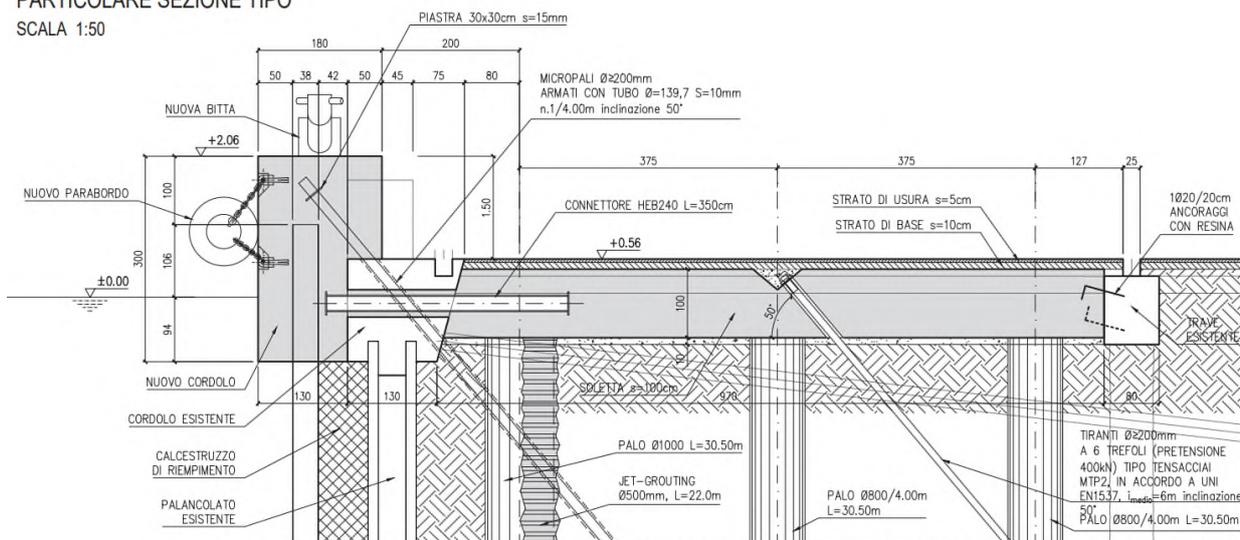


Figura 10 Estratto da elaborato del PD - 1114.STR.04A.04 - Sezione tipologica corrente e particolari costruttivi Rev.2 [ quota rispetto al IGM\*(RMN2) ]

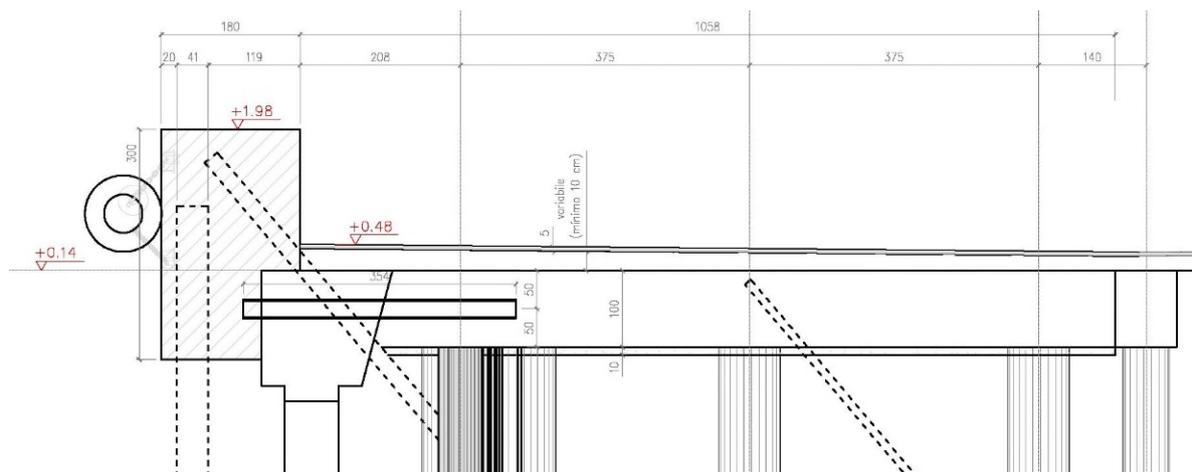


Figura 11 Estratto Ricostruzione altezza trave di coronamento rispetto RGC [ quota rispetto Rete Geodetica Costiera ]

Pertanto, si è stabilito a fronte di un sistema concordato la quota di +2.00 m rispetto IGM\*(RMN2) mantenendo così la ricostruzione della nuvola di punti.

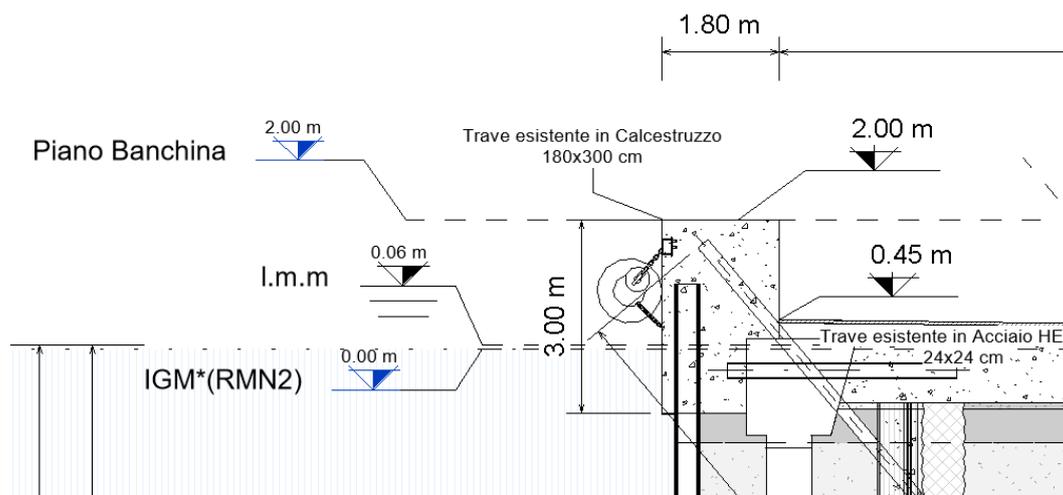


Figura 12 Estratto Ricostruzione altezza trave di coronamento rispetto IGM\*(RMN2)

Inoltre, come si evince dal rilievo eseguito e dalle foto di cantiere, il pacchetto della pavimentazione di banchina presenta una pendenza per il convogliamento delle acque di piattaforma, non segnalata negli elaborati messi a disposizione da ADSP.

### 5.1.3 Fronte banchina

Sulla base del rilievo Multibeam eseguito sul palancolato, infine, si riscontra una inclinazione dello stesso, rispetto all'asse verticale di circa 2° che potrebbe comportare significative variazioni nello stato tensionale delle opere di progetto

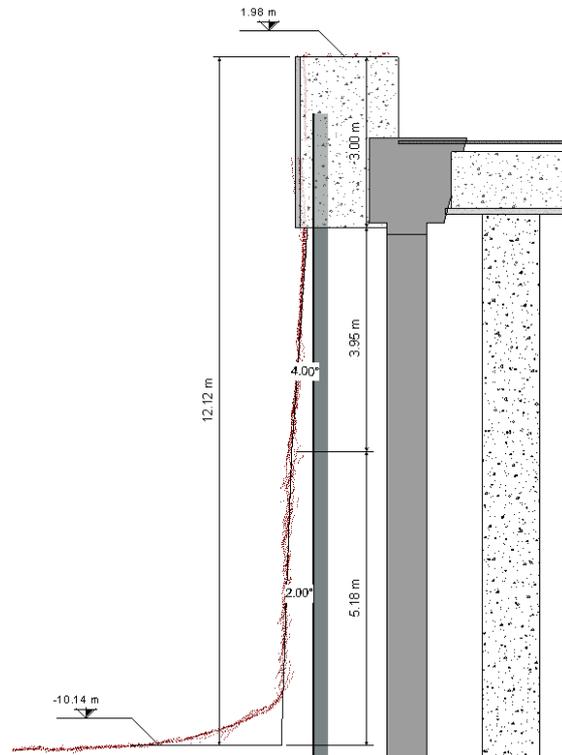


Figura 13 – Confronto Nuvola Lidar Multibeam - palancolato "PD-As built"

### 5.1.4 Tiranti

L'elaborato grafico 1114.STR.04A.03 - Planimetria intervento integrativo Rev.2 del progetto definitivo evidenzia i soli tiranti in progetto aventi interasse variabile, ma non prevedendo un'eventuale sovrapposizione con la fondazione dei silos esistenti.

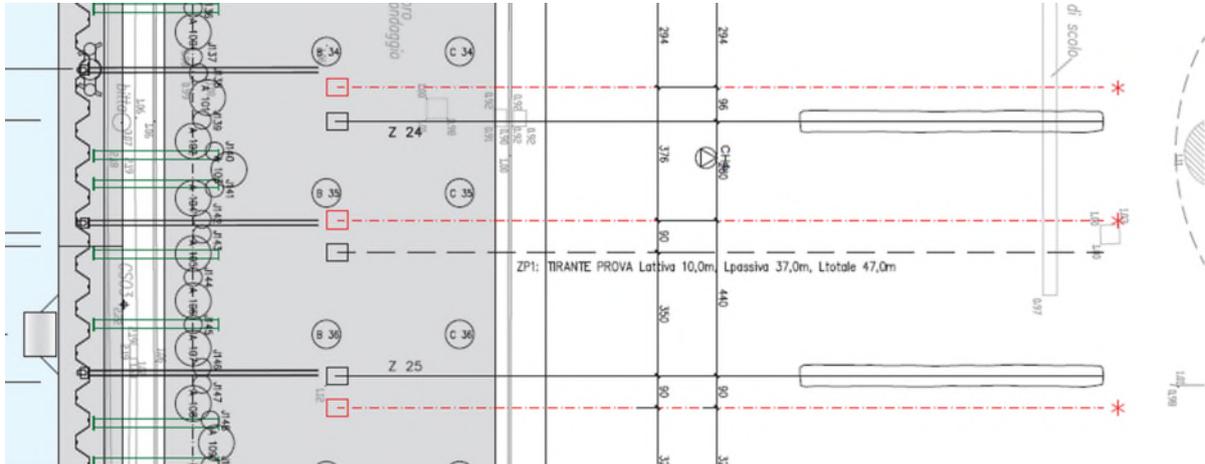


Figura 14 Estratto dall'elaborato 1114.STR.05.03 - Planimetria di intervento\_Rev.3

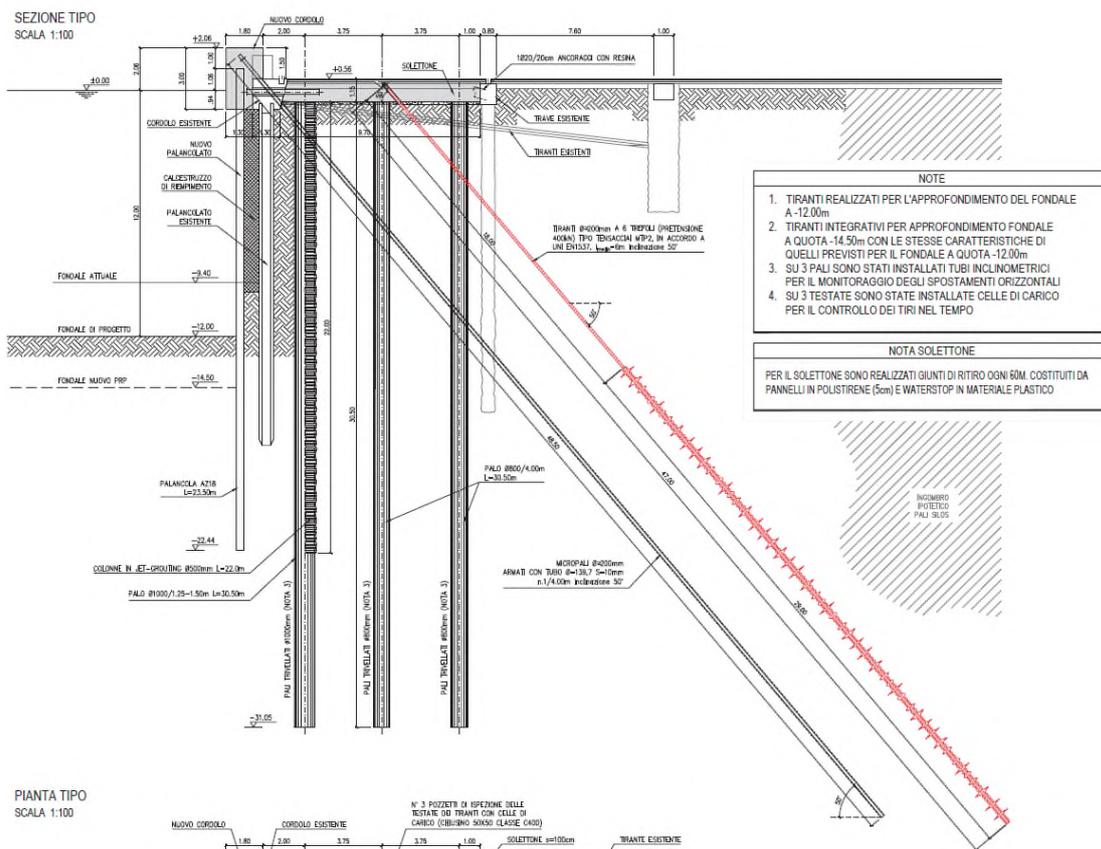


Figura 15 – Estratto dell'elaborato 1114.STR.04A.04 - Sezione tipologica corrente e particolari costruttivi Rev.2

Questo potrebbe provocare possibili interferenze. Nel progetto esecutivo si sono pertanto previsti tiranti di progetto con lunghezze da 36 e 38 metri, ovvero tali da non intersecare le fondazioni dei silos.

## 5.2 VERIFICA COMPATIBILITA' DEI MATERIALI E QUANTITA'

### 5.2.1 Compatibilità dei materiali

La trave di coronamento della banchina è stata ulteriormente indagata in quanto destinata al riutilizzo come da Progetto Definitivo. Le prove strutturali aggiuntive eseguite sono le seguenti:

- Compressione di carote in calcestruzzo per la determinazione del carico di rottura
- Determinazione della profondità della carbonatazione
- Determinazione della profondità di penetrazione degli ioni cloruro
- Prova di trazione su barra d'acciaio

Gli esiti sono stati positivi e di seguito riassunti:

**Risultati delle prove: BANCHINA BUNGE NORD.**

**Prova di compressione delle carote.**

**Esame visivo dei provini.**

Provino [n.]	Condizione di umidità della superficie al momento della prova	Profondità di carbonatazione [cm]
C1 Banchina	asciutta	0,0
C2 Banchina	asciutta	0,0

**Risultati prova di compressione (Data di prelievo: 22/12/2020; Data della prova: 11/01/2021).**

Provino [n.]	Posizione in opera	Diametro D [mm]	Altezza H [mm]	Rapporto H/D	Area [mm <sup>2</sup> ]	Peso [g]	Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Carico di rottura [kN]	Resistenza a compressione della carota f <sub>cc</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
C1	Banchina	99,3	99,4	1,00	7740	1853	2408	614,4	79,4
C2	Banchina	99,3	99,4	1,00	7740	1855	2411	658,2	85,0

**Prova di trazione dell'acciaio.**

**Punto di prelievo dei campioni.**

Sigla	Posizione in opera	Nota
F1	Banchina	Barra ad aderenza migliorata
F2	Banchina	Barra ad aderenza migliorata

**Trazione barre d'acciaio (Data di prelievo: 22/12/2020, Data della prova: 08/01/2021).**

N.	Diametro reale [mm]	Sezione resistente [mm <sup>2</sup> ]	Allungamento a carico max A <sub>gt</sub> [%]	Tensione di snervamento f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione di rottura f <sub>t</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Rapporto f <sub>t</sub> /f <sub>y</sub>	Peso unitario [g/m]
F1	16,4	211,0	8,5	488,8	627,5	1,28	1656
F2	16,2	206,8	9,5	450,6	630,3	1,40	1623

**Prova di profondità di penetrazione degli ioni cloruro.**

Provino [n.]	Data inizio prova [gg/mm/aa]	Data fine prova [gg/mm/aa]	Profondità richiesta [cm]			Profondità media rilevata [cm]
			1,5	3,0	4,5	
IC1 Banchina	11/02/2021	18/02/2021	No	No	No	0,1*
IC2 Banchina	11/02/2021	18/02/2021	No	No	No	0,1*
IC3 Banchina	11/02/2021	18/02/2021	No	No	No	0,1*

Nota. (\*) profondità di penetrazione dello ione cloruro;  
(NO) a questa profondità richiesta non vi è penetrazione dello ione cloruro.



Come si può notare la resistenza di compressione del calcestruzzo minima è 79,4 MPa maggiore rispetto quella di progetto di 35 MPa. La tensione minima di snervamento e di rottura delle barre di acciaio sono di 450 MPa e 627.5 MPa rispettivamente superiori a quelle di progetto pari a 450 MPa e 540 MPa.

La penetrazione dello ione cloruro, che serve per determinare il principio dell'innesco della corrosione delle barre di armatura di pelle, ha dato esito negativo.

Queste indagini completano quelle già fatte in occasione del Progetto Definitivo.

Per quanto concerne i palancolati e le strutture in calcestruzzo si rimanda alle tavole di progetto As-Built e alle relazioni di collaudo trattandosi di banchina di recente adeguamento risalente al 2012.

## 5.2.2 Quantità dei materiali

Le quantità previste sommariamente sono:

Descrizione	Quantità Previste
Demolizione di Pavimentazione Bituminosa	43.94 mc
Fresatura cavità di alloggiamento tiranti	1.04 mc
Cemento di ricoprimento testa tirante	4.60 mc
Pavimentazioni in conglomerati bituminosi	43.88 mc
Tirante di progetto	N° 32 per 38 m di profondità N° 11 per 36 m di profondità

## 5.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

L'elaborato di progetto "Relazione geotecnica" riporta le modalità di interpretazione delle indagini di progetto definitivo ed esecutivo, definendo la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni di fondazione.

L'intera area delle banchine è stata suddivisa in n.2 modelli geotecnici di riferimento MG1 e MG2, che si differenziano per lo spessore dell'unità S, che è risultata possedere un basso potenziale di liquefazione in rapporto all'azione sismica di progetto.

Ciascuno di questi n.2 modelli è composto dalle medesime unità stratigrafiche, le cui caratteristiche geotecniche sono costanti nell'intera area di progetto in virtù della uniformità dei processi deposizionali.

Il suddetto rapporto definisce quindi i parametri di resistenza dei terreni, da usare sia nelle verifiche statiche che in quelle post-sismiche, nelle quali si è tenuto conto per la sola unità S sia della presenza delle sovrappressioni neutre generate dal sisma, che di un valore ridotto dell'angolo di attrito pari a quello a volume costante.

È quindi indicato il modello costitutivo "Hardening-soil" da usare nelle analisi di interazione terreno – struttura ed i relativi parametri geotecnici da adottare nella modellazione.

L'elaborato di progetto "Relazione sismica" descrive la sismicità dell'area e definisce il valore della accelerazione massima di progetto sulla base di una analisi di Risposta Sismica Locale RSL, inoltre riporta le verifiche del potenziale di liquefazione.

Si rimanda ai suddetti rapporti per un maggior dettaglio in merito agli argomenti trattati.

## 5.4 VERIFICA IMPIANTI

### 5.4.1 Smaltimento acque meteoriche

Per la banchina Bunge Nord non sono previsti nel PD interventi o modifiche all'attuale sistema di raccolta delle acque meteoriche. Anche nel PE non verrà eseguito alcun intervento sugli impianti esistenti in banchina. Nella documentazione a disposizione non sono presenti descrizioni dello stato di fatto degli impianti di banchina. Si è quindi cercato di ricostruire l'andamento planimetrico della rete a partire dalle fotografie scattate durante i sopralluoghi e il sorvolo della banchina con drone. Come descritto nel documento "1114.GEN.B1 – Relazione tecnica impianti" ed indicato nelle tavole "1114.STR.04A.02 - Planimetria generale stato di fatto", "1114.STR.04A.03 - Planimetria intervento integrativo", è previsto il convogliamento delle acque di scolo in una vasca di raccolta di prima pioggia, prima dello scarico nel canale Candiano (recapito finale) a mezzo di cunicolo. Le dimensioni effettive della vasca e la posizione dello scarico non sono ben identificati nella documentazione disponibile.

La vasca di raccolta delle acque meteoriche e di scolo è stata identificata durante i sopralluoghi e i sorvoli con drone, come mostrato nelle figure seguenti. La tubazione di scarico in acciaio non funziona a gravità e deve essere adescata con una pompa, che probabilmente viene attivata automaticamente da un sensore di livello posto all'interno della vasca (galleggiante). Le **dimensioni progettuali della vasca** (profondità, volume utile, quota di arrivo delle tubazioni) non sono comunque note.



Figura 16 - Vasca di raccolta e tubazione di scarico in acciaio

Lo scarico a mare presente in banchina dovrebbe localizzarsi ad una distanza di circa 5 m dalla separazione tra le banchine Bunge Nord e Sud e a circa 10 m di distanza dalla bitta n.8. La seguente mostra i risultati dell'analisi delle banchine con scan sonar e lidar multibeam.

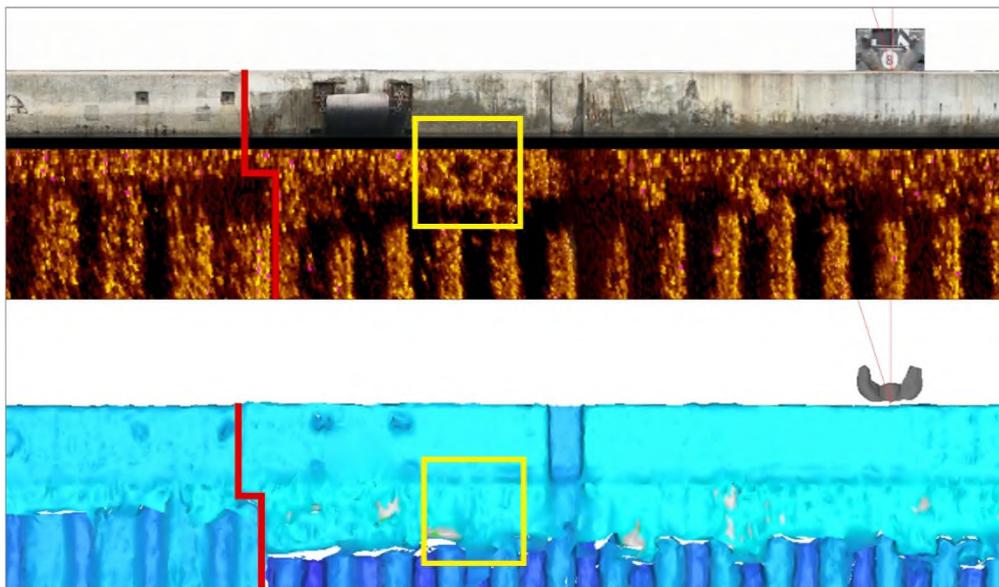


Figura 17 – Posizione dello scarico a mare delle banchine Bunge

Si osserva che lo scarico delle acque meteoriche è leggermente visibile nei risultati dello scan sonar, mentre non risulta individuabile dagli output del lidar multibeam.

Le uniche informazioni sull'impiantistica della Bunge Nord sono presenti nel documento "1114.GEN.B1 – Relazione tecnica impianti", in cui viene indicato che la rete è composta da tubazioni in PVC con diametro variabile  $\varnothing 200\text{--}\varnothing 300$  e pendenza costante del 2%. Viene inoltre indicato che la rete è fornita di pozzetti con dimensioni di 40x40 o 50x50 e caditoie. Non è indicato un possibile andamento planimetrico o altimetrico della rete. A partire da quanto descritto finora si sono formulate delle **ipotesi** sulla configurazione attuale della rete. È possibile identificare visivamente, dalle fotografie scattate, l'esistenza di **2 linee parallele** per la raccolta delle acque meteoriche; la prima si colloca ad una distanza di circa 11 m dall'estremità della trave di coronamento e corre per tutta la lunghezza della banchina. La linea è composta da una serie di caditoie quadrate 50x50 marchiate UNI EN124 C250. Queste scaricano le acque all'interno di pozzetti provvisti di chiusino per l'ispezione.

Una seconda linea di raccolta acque, parallela alla prima, è stata identificata in prossimità delle rotaie, ad una distanza di circa 24 m dalla trave di coronamento. Questa linea corre al di sotto del sistema piperack e in prossimità dei silos di raccolta di olii e semi. A differenza della precedente presenta solamente delle caditoie, quindi non sono stati predisposti dei pozzetti con dei chiusini per l'ispezione.

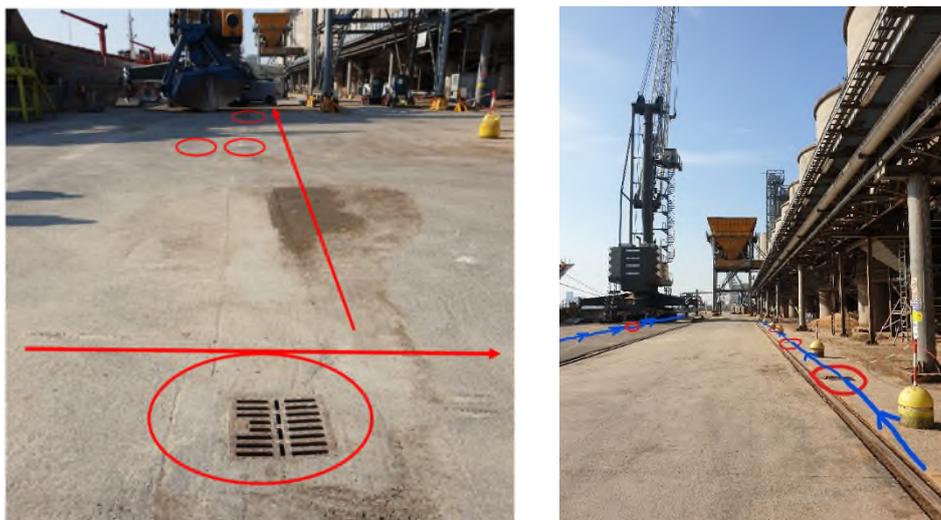


Figura 18 - Identificazione della prima e della seconda linea di raccolta acque meteoriche

È presumibile che le due linee, arrivate al termine della banchina in questione, vengano fatte convogliare all'interno del già citato pozzetto di raccolta, il quale sarà collegato alla vasca di prima pioggia mostrata precedentemente e posizionata in prossimità del silo 9.

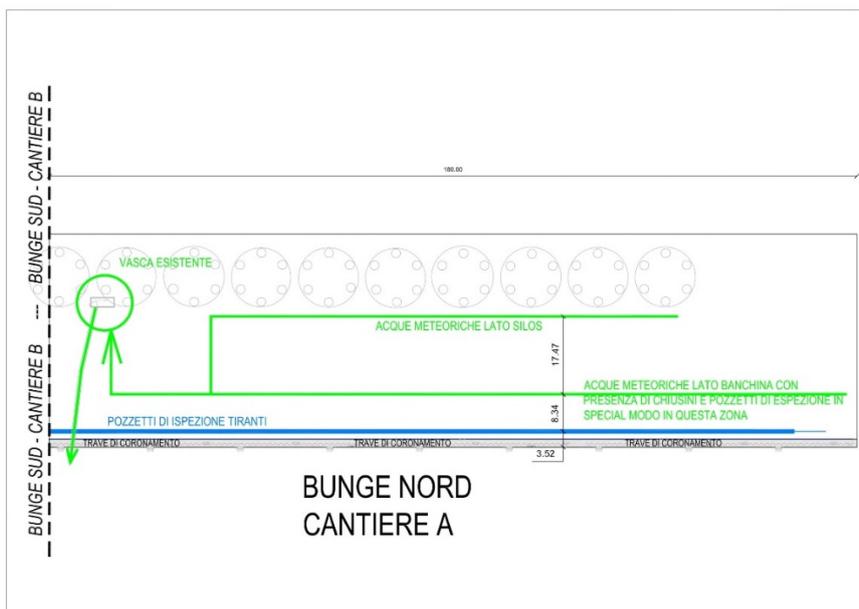


Figura 19 – Ipotesi tracciamento della rete di raccolta per la banchina Bunge Nord

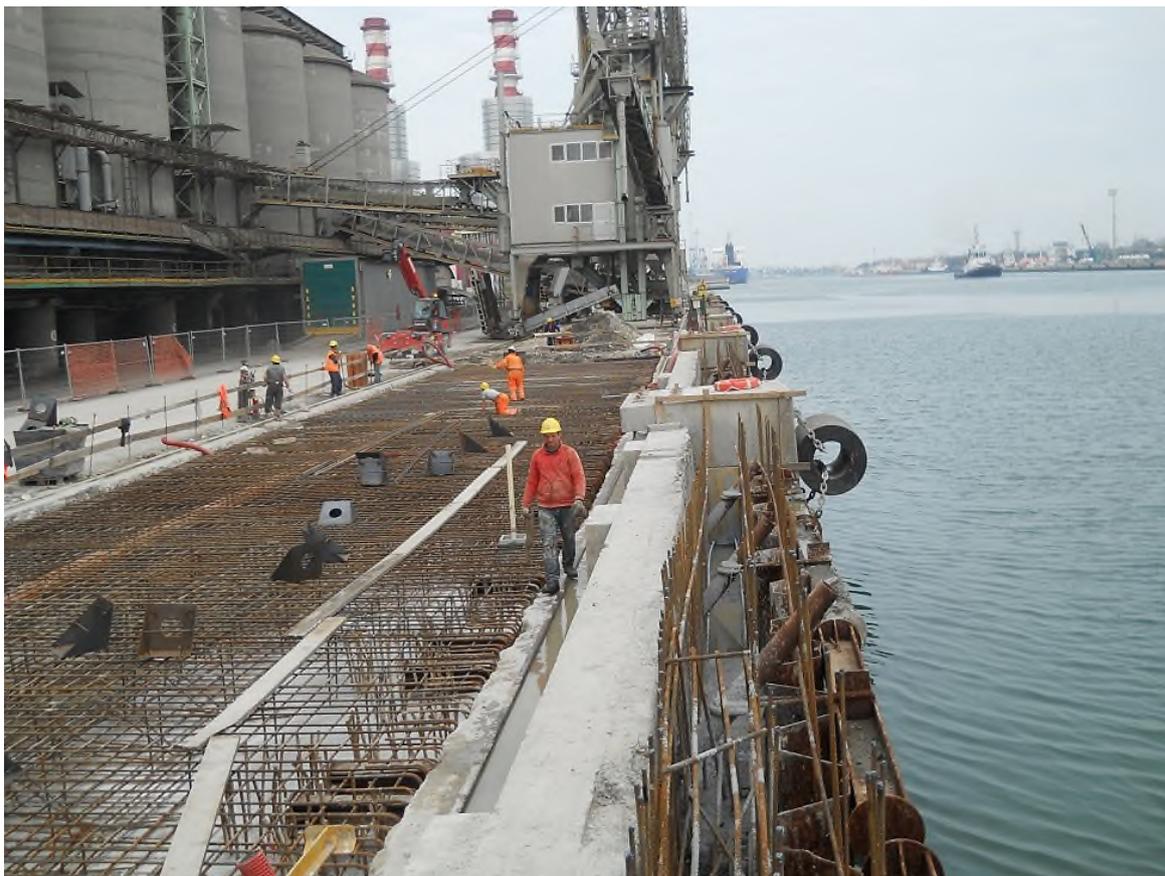


Figura 20 – Foto scattata durante gli ultimi lavori (2010). Si nota la tubazione in PVC che corre per tutta la lunghezza della banchina

Dai dati della stazione meteo *Marina di Ravenna* si ricavano, per un tempo di ritorno di progetto  $T_R$  di 20 anni, i seguenti parametri della curva di possibilità pluviometrica:

$$a = 46.45 \text{ mm/h}^n \quad n = 0.5$$

Con questi è possibile stimare l'intensità di pioggia una volta noto il tempo di corrivazione alla chiusura della rete. Assumendo un tempo di accesso di 300 secondi e ipotizzando una velocità di percorrenza di 1 m/s, si considera per la rete un tempo di corrivazione  $t_c$  pari a 500 secondi.

Non essendo nota con certezza la planimetria della rete, è possibile ipotizzare che le 2 linee di banchina non confluiscono in un'unica tubazione ma arrivino separatamente ad un pozzetto di raccolta. Si assume che sia possibile associare ad ogni linea metà della superficie di banchina.

Considerando un coefficiente di afflusso in fognatura  $\varphi=1$ , vista la tipologia di superficie completamente impermeabile, associando ad ognuna delle linee una superficie di banchina pari a  $S=2700 \text{ m}^2$  (180 m x 15 m), si ottiene la portata massima per un  $T_R$  di 20 anni alla chiusura della rete:

$$Q(T_{R20}) = \varphi a t_c^{n-1} S = 46,7 \text{ l/s}$$

Dalla documentazione (“1114.GEN.B1 - Relazione tecnica impianti”, pag.2 di 32) si evince che il massimo diametro delle tubazioni per lo smaltimento delle acque lungo la banchina è rappresentato da una tubazione in PVC  $\varnothing 300$ , la quale ha una pendenza del 2‰, costante per tutta la rete.

Si assumono un valore del coefficiente di scabrezza  $K_s=90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  e un grado di riempimento massimo  $G=0.9$ .

Con queste caratteristiche, la portata massima scaricabile utilizzando la formulazione di Gauckler-Strickler è pari a circa **54 l/s**. La tubazione attuale è quindi in grado di garantire prestazioni soddisfacenti per lo smaltimento delle acque in caso di evento con  $T_R$  20 anni.

#### **5.4.2 Rete antincendio e impianti accessori**

La rete antincendio e la predisposizione di cavidotti per servizi di banchina sono mancanti sia dal punto di vista documentativo sia dal punto di vista realizzativo. Le fotografie scattate sul sopralluogo e dal sorvolo con drone confermano quanto sopra. Si osserva che è presente una rete antincendio privata che serve la zona dei silos, la quale è fornita di manichette flessibili.

Nel PD e anche nel PE non è prevista la realizzazione di reti antincendio e predisposizione di alcun tipo di servizio lungo la banchina.

## 6 PRESTAZIONI RICHIESTE PER L'ADEGUAMENTO

Le prestazioni richieste per l'adeguamento della banchina Bunge Nord, esplicitamente indicate dalla committenza, sono:

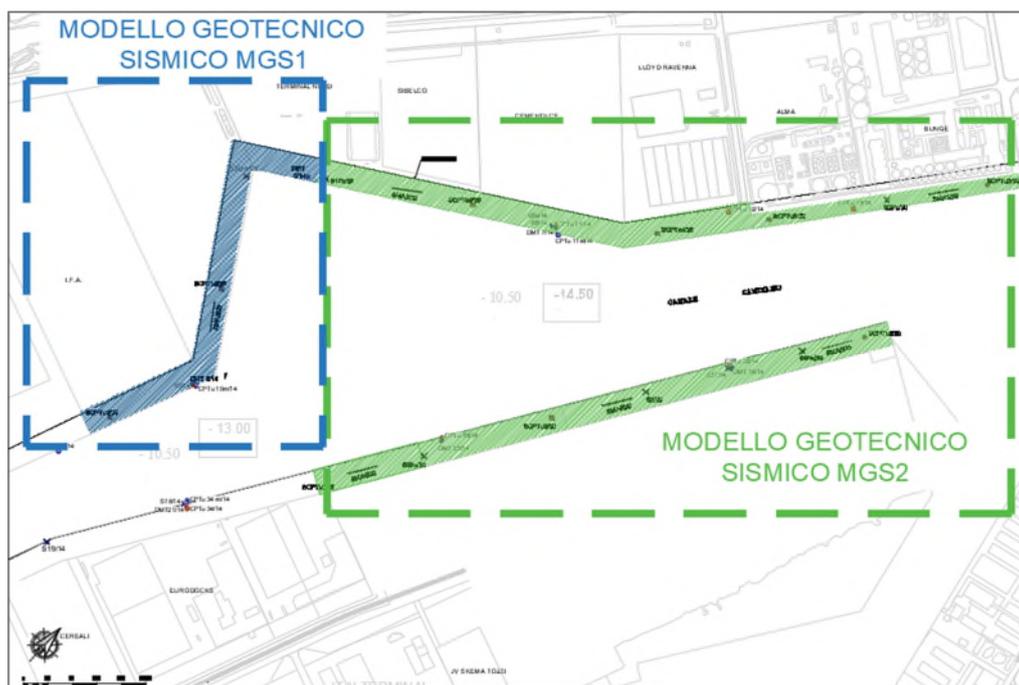
- Fondale operativo -14,50 m da l.m.m.;
- Fondale di calcolo -15,00 m da l.m.m.;
- Quota piazzali +1,00 m su l.m.m.;
- Sovraccarico 60 kPa;
- Bitte da 1000 kN ad interasse 25 m;
- Utilizzo di gru semoventi (specifiche da concessionario, in caso si fa riferimento agli elaborati da PD);
- Azione sismica valutata per Classe d'uso III, Vita nominale 50 anni;
- Coefficiente di compartecipazione dei carichi in condizioni sismiche  $\psi_{2,i}=0,5$ ;
- Nave di progetto da 100.000 t (molto grande ai sensi della definizione delle NTC2008).

## 7 SINTESI CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E SISMICHE

L'interpretazione delle indagini di progetto definitivo ed esecutivo ha permesso di individuare le unità stratigrafiche, che costituiscono i terreni di fondazione.

Le unità sono presenti con continuità e possiedono spessori abbastanza uniformi ad eccezione dell'unità S, che raddoppia il suo spessore in corrispondenza del settore ovest dell'area di progetto. Sulla base di questa discontinuità si sono definiti i due modelli geotecnici di riferimento, così come indicati in figura.

La caratterizzazione geotecnica delle unità è la medesima per tutte le banchine, infatti ciascuna unità è risultata possedere dei valori dei parametri di resistenza e deformabilità compresi in un intervallo ben definito in virtù della regolarità dei processi sedimentari, che hanno formato i terreni.



Unità	Tipologia Terreno	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$C_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$C_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	19/9	0,25	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	15
S	Incoerente	20/10	0,25	-	-	-	-	34	-	-	160	52	25	15
M1	Coesivo	18,5/8,5	0,30	1	0,16	0,04	2,0E-07	29	5	30	175	58	9	6
M2	Coesivo	18,5/8,5	0,30	1	0,16	0,04	4,0E-07	30	5	45	225	95	12	8
T	Incoerente	20/10	0,25	-	-	-	-	35	-	-	250	127	42	25
A1	Coesivo	19/9	0,30	1	0,25	0,04	-	29	5	65	240	112	15	10
A2	Incoerente	20/10	0,25	1	-	-	-	35	-	-	260	131	50	30

L'analisi del potenziale di liquefazione ha stabilito un potenziale basso per la sola unità S, mentre tutte le altre unità sono risultate non liquefacibili in virtù della loro granulometria fine.

Si sono quindi definite le sovrappressioni neutre  $\Delta u$  generate dal sisma per l'unità S sulla base della teoria di Dobry (1985) e sui risultati delle prove triassiali cicliche. I valori di progetto per le  $\Delta u$  sono:

- 17,5 KPa per modello MGS1
- 12,5 KPa per modello MGS2

I valori di  $\Delta u$  sono stati implementati nei modelli di calcolo nella condizione post-sisma, ottenendo così la riduzione della resistenza al taglio in condizioni drenate per l'unità S.

Nella condizione post-sisma non si è considerata una degradazione dei valori di  $c_u$  dei terreni coesivi, in quanto i valori delle deformazioni di taglio, derivati dalla analisi RSL, sono inferiori rispetto ai valori soglia necessari per la riduzione della  $c_u$  sotto azione ciclica.

La presenza di colonne in ghiaia all'interno dello strato S per alcune banchine di progetto (IFA e Nuovo Terminal in Penisola Trattaroli) impedisce la formazione di sovrappressioni neutre (potenziale di liquefazione nullo), che pertanto non sono state considerate nei calcoli di queste banchine.

Si rimanda alla "Relazione geotecnica" di progetto per un approfondimento dei temi trattati.

Il modello geotecnico di riferimento per la banchina in oggetto è il MGS2. La stratigrafia geotecnica della banchina presenta le seguenti caratteristiche:

Tabella 1 Stratigrafia terreni Bunge Nord

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]
R	Incoerente	2/0,5	-1,5
P	Coesivo	-1,5	-3,5
S	Incoerente	-3,5	-9
M1	Coesivo	-9	-19
M2	Coesivo	-19	-25,5
T	Incoerente	-25,5	-26,5
A1	Coesivo	-26,5	-29
A2	Incoerente	-29	-32
A1	Coesivo	-32	-35

Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri del terreno considerati nelle analisi strutturali.

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$R_f$ [-]	$E_{50}$ [MPa]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{ur}$ [MPa]	m	$p_{ref}$ [kPa]	OCR [-]	$\nu$ [-]
R	Incoerente	2,0	-1,5	19/9	32	0	-	0,9	25	25	50	0,5	15	-	0,25
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	28	0	2,5	0,9	7	7	30	0,8	32	1	0,30
S	Incoerente	-3,5	-9,0	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
M1	Coesivo	-9,0	-19,0	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19,0	-25,5	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	118	1	0,30
T	Incoerente	-26,0	-26,5	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	114	-	0,25
A1	Coesivo	-27,0	-29,0	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	146	1	0,30
A2	Incoerente	-30,5	-32,0	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	132	1	0,25
A1	Coesivo	-32,0	-35,0	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	175	1	0,30

Per quanto riguarda la verifica delle opere in condizioni post- sismiche, si prevede di modellare il solo angolo di resistenza al taglio per l'unità S portandolo a 30°.

## 8 SOLUZIONE PROGETTUALE PE - ADEGUAMENTO STRUTTURALE

Le soluzioni progettuali proposte in questa fase di fatto ripercorrono quanto già stabilito nelle fasi precedenti, stabilendo senza dubbio come necessaria l'installazione di ancoraggi allo scopo di garantire la raggiunta in sicurezza della quota di dragaggio prevista.

Nuovi input sono tuttavia dati dall'aggiornata caratterizzazione geotecnica e dalle considerazioni effettuate in merito alla possibilità di liquefazione degli strati sabbiosi e dai rilievi ulteriori eseguiti sulle opere esistenti.

Il PE adotta l'analisi RSL per definire il valore di  $a_{gmax}$  sulla base delle risultanze delle nuove indagini, come peraltro già eseguito dallo studio Eucentre. L'analisi RSL è permessa dalle NTC18, che anzi la favoriscono sul metodo semplificato, perché tiene maggiormente in conto delle caratteristiche sismiche locali dei terreni di fondazione.

In quest'ottica, e per rispondere alle criticità ed interferenze poste nei capitoli precedenti, si ritiene adeguato realizzare, con configurazioni analoghe a quelle previste per i precedentemente previsti tiranti a trefoli, una serie di ancoraggi autoperforanti in barre d'acciaio cave manicottabili con punta a perdere.

Il tirante sostitutivo risulta più rigido e consono pertanto alla situazione prevista, oltre a garantire grazie all'iniezione continua un complessivo miglioramento delle caratteristiche dei terreni attraversati.

I tiranti saranno pertanto realizzati con barre auto perforanti cave di diametro pari a 90 mm (Area minima 2470 mm<sup>2</sup>) inclinati di 50° ed iniettati per tutta la loro lunghezza. L'interasse medio sarà pari a 4.0 m e si prevederanno in totale 43 tiranti, di cui 11 di lunghezza pari a 36 m e 32 di lunghezza pari a 38 m (per ragioni legate alla presenza di locali interferenze con le fondazioni dei silos adiacanti). Il diametro di perforazione sarà pari a 210 mm.

Il numero di tiranti complessivamente da realizzarsi è come detto pari a 43. Sarà in ogni caso necessario procedere alla demolizione del cordolo di sommità allo scopo di individuare le predisposizioni dei tiranti e quindi procedere ad un eventuale fresatura dei cavi nel calcestruzzo qualora non vi fosse spazio sufficiente ad eseguire la lavorazione.

Le fasi realizzative salienti dell'intervento e schematizzate nei modelli di calcolo di fatto consistono in:

- parziale demolizione del calcestruzzo ricoprente le predisposizioni per i tiranti realizzate nel 2013;
- realizzazione dei nuovi tiranti di ancoraggio;
- ripristino della soletta e della pavimentazione.

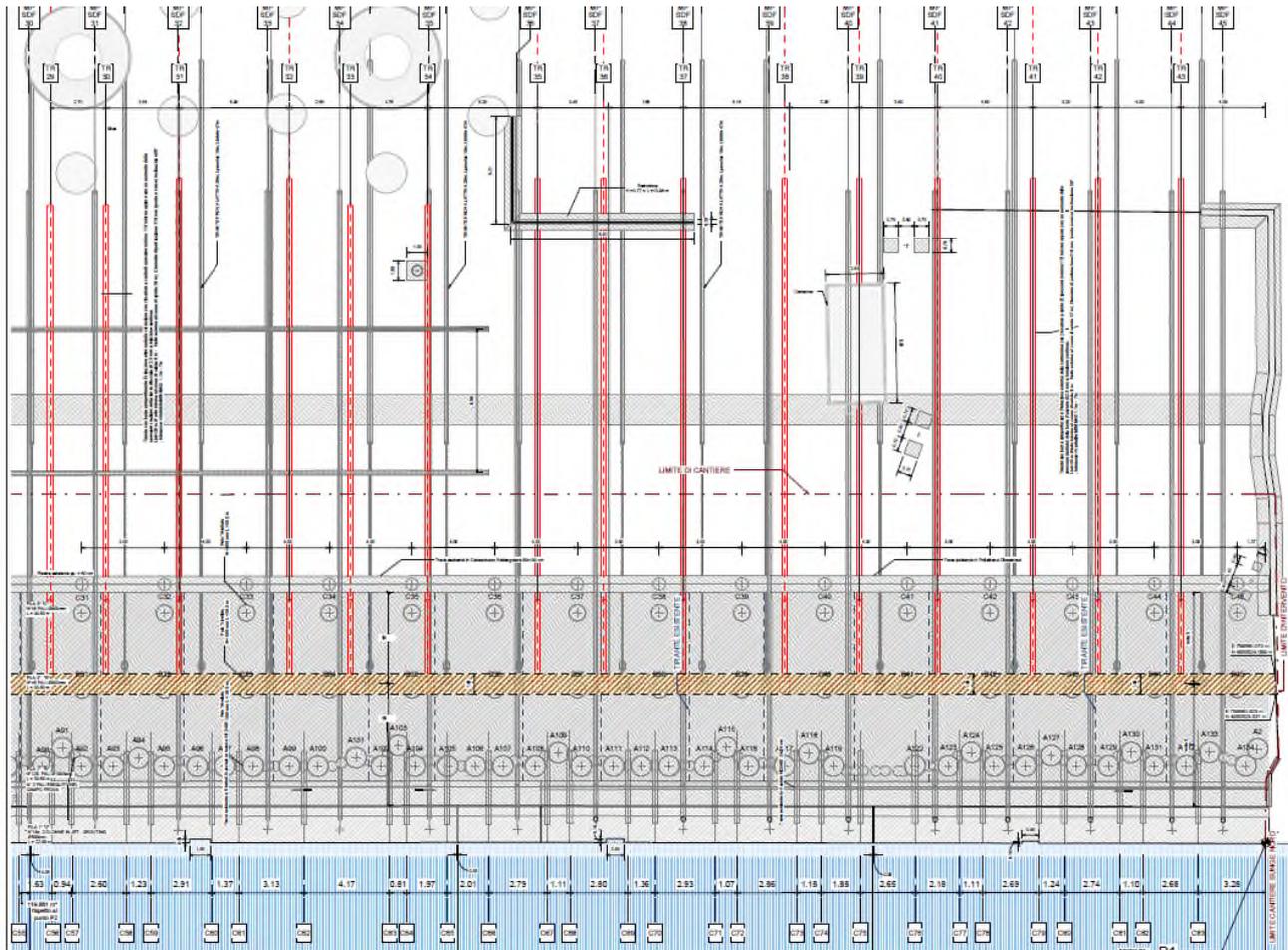


Figura 21 – Planimetria adeguamento della banchina BUNGE NORTH

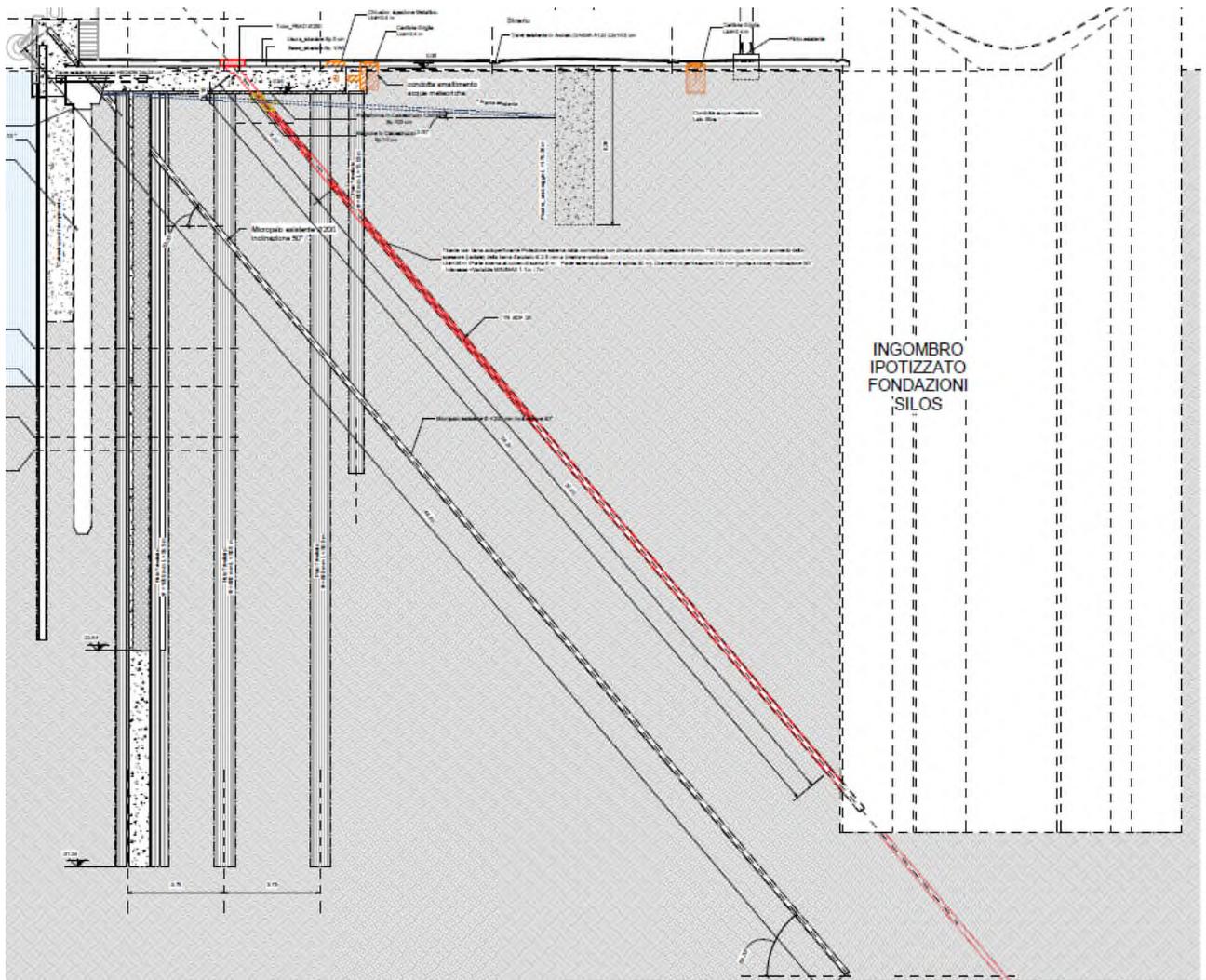


Figura 22 – Sezione adeguata della banchina BUNGE NORD con tiranti a 50° sull'orizzontale

## 8.1 CRITERI DI PROGETTO

<p>Generale</p>	<p>I coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione sono ricavati da normativa nazionale ed Eurocodici, secondo quanto specificato nelle appendici nazionali.                  Per quanto non specificato si fa riferimento alla normativa BS 6349.</p>														
<p>Struttura di banchina</p>	<p>Combinazioni di esercizio (SLE):</p> $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ <p style="text-align: right;">rara</p> $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$ <p style="text-align: right;">frequente</p> $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$ <p style="text-align: right;">quasi permanente</p> <p>Combinazioni ultime (SLU):</p> $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ <p>Combinazioni eccezionali:</p> $G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ <p>Combinazioni sismiche (SLV, SLD ed SLO):</p> $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ <p>dove:</p> <p><math>G_1</math> pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua  <math>G_2</math> pesi propri degli elementi non strutturali  <math>Q</math> accidentali  <math>P</math> precompressione  <math>A_d</math> azioni eccezionali (urto imbarcazioni)  <math>E</math> azioni sismiche allo SLV, SLD o SLO, comprese azioni della spinta idrodinamica (Westergaard) e della spinta sismica del terreno</p> <p>Per gli stati limite strutturali (STR) i coefficienti di combinazione sono:</p> $\gamma_{G1} = 1.3 - 1.0$ $\gamma_{G2} = 1.5 - 0.8$ $\gamma_Q = 1.5 - 0.0$ <p>per accidentali di impalcato (ambiente D) e gru per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1" data-bbox="539 1608 911 1776"> <tr> <td>Banchina</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{0,j}</math></td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{1,j}</math></td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{2,j}</math></td> <td>0,6</td> </tr> </table> <p>per accidentali orizzontali di impalcato (carichi di ormeggio) e carichi da vento per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1" data-bbox="539 1883 911 2002"> <tr> <td>Banchina</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{0,j}</math></td> <td>0,6</td> </tr> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{1,j}</math></td> <td>0,2</td> </tr> </table>	Banchina	B	Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,7	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,7	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,6	Banchina	B	Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,6	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,2
Banchina	B														
Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,7														
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,7														
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,6														
Banchina	B														
Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,6														
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,2														

	<table border="1"> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{2,j}</math></td> <td>0,0</td> </tr> </table>	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,0						
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,0								
<p>Fondazioni su pali</p>	<p>per accidentali dovuti alla neve per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1"> <tr> <td>Banchina</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{0,j}</math></td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{1,j}</math></td> <td>0,2</td> </tr> <tr> <td>Coeff. <math>\Psi_{2,j}</math></td> <td>0,0</td> </tr> </table> <p>Le fondazioni su pali, secondo NTC'2018 (§6.4.3), devono essere soddisfatte per ogni stato limite considerato:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- SLU di tipo geotecnico (GEO), tenendo conto del collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali, collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali, collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione, stabilità globale.</li> <li>- SLU di tipo strutturale (STR), tenendo conto del raggiungimento della resistenza dei pali e raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali. Verifiche SLU devono essere effettuate applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.</li> <li>- SLE, prendendo in considerazione, quando pertinenti, almeno gli eccessivi cedimenti o sollevamenti e gli eccessivi spostamenti trasversali. Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione (<math>E_d &lt; R_d</math>).</li> <li>- Per le verifiche SISMICHE le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.5.3.2.</li> </ul>	Banchina	B	Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,5	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,2	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,0
Banchina	B								
Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,5								
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,2								
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,0								
<p>Paratie di sostegno</p>	<p>Per le paratie si considerano i seguenti stati limite ultimi (NTC'18 §6.5.3.1.2 per condizioni SLU e §6.5.3.2 per SLE):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD): collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido); collasso per carico limite verticale; sfilamento di uno o più ancoraggi; instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate; instabilità del fondo scavo per sollevamento; sifonamento del fondo scavo; instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.</li> <li>- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi; raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto; raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.</li> </ul> <p>Accertando che la condizione (<math>E_d &lt; R_d</math>) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.</p>								

	<p>Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:                  Combinazione 1: (A1+M1+R1) e Combinazione 2: (A2+M2+R1)                  tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II con i coefficienti <math>\gamma_r</math> del gruppo R1 pari all'unità.                  Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- SLE - In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.</li> <li>- Per le verifiche SISMICHE le paratie devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.6.3</li> </ul>
<p>Stabilità globale</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- SLU – La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.</li> <li>- SISMICA (§ 7.11.4) - si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a <math>\gamma_R = 1.2</math>.</li> </ul>

### 8.1.1 Verifiche delle prestazioni

E' stato verificato che il valore di progetto dell'effetto delle azioni  $E_d$  risultasse minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni  $C_d$ ; in particolare sono stati valutati gli spostamenti corrispondenti agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) e sismiche (SLD) per confrontarli con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili.

Per ciascun stato limite di esercizio in condizioni statiche e per lo stato limite di danno in condizioni sismiche deve infatti essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Per opere portuali il livello di danno può essere stimato secondo le raccomandazioni del PIANC (Permanent International Association for Navigation Congresses), riassunte in Tabella 2. In sostanza per un palancolato ancorato i limiti di operatività (Degree I) fanno riferimento all'accumulo di deformazioni residue permanenti pari all'1,5% dell'altezza dell'opera al di sopra del fondale o, alternativamente, 30 cm. I limiti di danno, salvaguardia della vita e collasso (rispettivamente Degree II, III, IV) fanno riferimento alla risposta tenso-deformativa dei diversi elementi strutturali (limite elastico, plasticizzazioni concentrate, rotture).

Tabella 2. Criteri di danno per opere portuali flessibili (PIANC, 2001)

Level of damage		Degree I	Degree II	Degree III	Degree IV	
Residual displacements	Sheet pile wall	Normalized residual horizontal displacement ( $d/H$ )*	Less than 1.5%**	N/A	N/A	N/A
		Residual tilting towards the sea	Less than 3°	N/A	N/A	N/A
	Apron	Differential settlement on apron	Less than 0.03-0.1 m	N/A	N/A	N/A
		Differential settlement between apron and non-apron areas	Less than 0.3-0.7 m	N/A	N/A	N/A
		Residual tilting towards the sea	Less than 2-3°	N/A	N/A	N/A
Peak response stresses/strains	Sheet pile wall	Above mudline	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit above mudline)	Plastic (less than the ductility factor/strain limit above mudline)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit above mudline)
		Below mudline	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit below mudline)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit below mudline)
	Tie-rod	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit for tie-rod)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for tie-rod)	
	Anchor	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit for anchor)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for anchor)	

\* $d$ : residual horizontal displacement at the top of the wall;  $H$ : height of sheet pile wall from mudline.

\*\*Alternative criterion is proposed with respect to differential horizontal displacement less than 30 cm.

## 8.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto strutturale degli interventi è stato condotto nell'ambito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Si è fatto riferimento, nella progettazione, alla vigente normativa italiana ed in particolare a:

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Min. n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Norma di prodotto (marcatatura CE)

Circa le indicazioni applicative considerate per l'ottenimento dei requisiti prestazionali prescritti nel DM del 17/01/2018, ci si è riferiti, quando non direttamente alle indicazioni delle Norme Tecniche stesse, a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel seguito.

In particolare, per quel che riguarda le Verifiche Strutturali, le indicazioni fornite dagli Eurocodici, con le relative Appendici Nazionali, costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle norme.

### 8.2.1 Leggi, Decreti e Circolari

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- L. 2.02.1974, n° 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.

- Circ. Min. n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Associazione Geotecnica Italiana (1977) – “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Associazione Geotecnica Italiana (1984) – “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- Associazione Geotecnica Italiana (2012) – “Jetgrouting. Raccomandazioni”.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P., A.G.I. (2012) – “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

### 8.2.2 Norme e Istruzioni Nazionali

- UNI EN 206-1 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- UNI 11104 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- UNI EN 13369 – “Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo”.
- UNI EN 13225 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi strutturali lineari”.
- UNI EN 14992– “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi da parete”.
- UNI EN 13747– “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo- Lastre per solai”.

### 8.2.3 Normativa Europea ed Internazionale

- UNI EN 1990 - Eurocodice 0 – “Criteri generali di progettazione strutturale”.
- UNI EN 1991 - Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1992 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI EN 1993 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI EN 1994 - Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.
- UNI EN 1997 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
- UNI EN 1998 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.
- BS6349 – “Maritime works”
- Recommendation of the Committee for Waterfront Structures EAU, Sixth English Edition (EAU 1990)
- PIANC 2002 – “Guidelines for the Design of Fenders Systems”
- UNI EN 14490 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Chiodature del terreno (soil nailing)

## 8.3 CARATTERISTICHE MATERIALI DI PROGETTO

### 8.3.1 Calcestruzzo

Classificazione secondo D.M. 17.01.2018 e UNI-EN 206-1:2016

Classe di resistenza del calcestruzzo	C35/45
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{lower} = 22,4 \text{ mm} \leq D_{max} \leq 31,5 \text{ mm} = D_{upper}$
Classe di esposizione	XS3
Minimo contenuto di cemento	360 kg/mc
Massimo rapporto a/c	0,45
Contenuto massimo di cloruri	Cl 0,20

<b>COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 Circ. 21/01/2019</b>		
Classe di esposizione:	XS3	
Tipo di ambiente:	Molto aggressivo	
Controllo qualità del copriferro:	Sì	
Classe C.A.:	C35/45	
Tipo di barre:	Barre da c.a.	
Tipo di elemento:	Altri elementi	
Vita nominale $V_N$ :	100	anni
Tolleranza di posa:	10	mm
Copriferro minimo tabella C4.1.IV:	45	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni:	10	mm
Decremento per controllo qualità:	-5	mm
Incremento per classe C.A. $C < C_{min}$ :	0	mm
<b>Copriferro minimo di progetto:</b>	<b>60</b>	<b>mm</b>

Le principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono riportate nel prospetto seguente:

- Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:
  - o  $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
  - o  $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$
  - o  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ MPa}$
  - o  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17 \text{ MPa}$
  
- Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:
  - o  $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ MPa}$
  - o  $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$
  - o  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ MPa}$
  
- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:
  - o  $f_{bk} = 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 5.29 \text{ MPa}$
  - o  $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.53 \text{ MPa}$
  
- Caratteristiche meccaniche:
  - o  $E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 34625 \text{ MPa}$
  - o  $V_{cls \text{ fess.}} = 0$
  - o  $V_{cls \text{ non fess.}} = 0.2$
  - o  $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

### 8.3.2 Acciaio per armature

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo DM 17.01.18

Tensione caratteristica di rottura

$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Allungamento caratteristico $A_{gk}$	$\geq 7.5 \%$
Rapporto $k=f_t/f_y$	$1.15 < k < 1.35$
Rapporto $f_y/f_{y,nom}$	$\leq 1.25$

### 8.3.3 Acciaio per barre autoperforanti

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti a barre autoperforanti di diametro nominale  $\Phi 90/70$  ( $A_{min} = 2470 \text{ mm}^2$ ), secondo UNI EN 14490, lunghezza 32 m, inclinazione  $20^\circ$  sull'orizzontale, con 16 m di parte libera e 16 m di fondazione, poste ad interasse di 1,9 m.

Le barre sono in acciaio tipo S460J0 a filettatura continua. In considerazione dell'ambiente marino aggressivo previsto è stata privilegiata la soluzione di individuare un maggiore spessore eccedente quello strettamente necessario alle verifiche strutturali. In particolare a fronte dell'esigenza di utilizzare barre cave diam 90 mm spessore 10 mm si è proposto uno spessore pari a 12.5 mm, con una maggiorazione (strato di sacrificio) di 2.5 mm.

Le barre autoperforanti hanno le seguenti proprietà meccaniche dichiarate dal produttore:

Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{0,1k} \geq 460 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{pk} \geq 560 \text{ Mpa}$
Carico a snervamento (barre $\phi 90 \text{ mm}$ )	$F_{p0,1k} = 1136 \text{ kN}$
Carico ultimo (barre $\phi 90 \text{ mm}$ )	$F_{pk} = 1383 \text{ kN}$

Allungamento a rottura	$\geq 10 \%$
Allungamento totale alla forza massima	$\geq 5 \%$

La resistenza a trazione di progetto della barra è determinabile come:

$$T_{Ed} = \frac{A_{barra} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2470 * 460}{1.05} = 1082 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature in acciaio dei tiranti passivi è stato considerato pari a 1,05 in ottemperanza con la normativa vigente.

Rilevato che le raccomandazioni AICAP per gli ancoraggi nelle terre e nelle rocce costituiscono un documento tecnico non cogente, da utilizzare come supporto per i progettisti e gli operatori del settore, in un'ottica di ottimizzazione delle soluzioni strutturali ai sensi delle pertinenti Norme, si è ritenuto di procedere considerando i fattori di sicurezza definiti al capitolo 4.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018.

Per i tiranti con armatura in barre cave in acciaio S460J0, definito come "acciaio da carpenteria" al p.to 4.2.1.1 delle NTC 2018, il coefficiente di sicurezza per le membrature in acciai da carpenteria di qualunque classe (non soggette a problemi di instabilità) è definito alla tabella 4.2.VII delle NTC 2018 nel valore di 1,05.

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Infine, non è stato ritenuto necessario disconnettere la parte libera con soluzioni specifiche, vista la natura passiva dei tiranti (assenza di pretiro), in quanto un eventuale compenetrazione della malta con il terreno avrebbe solo effetti favorevoli. Essendo di fatto il bulbo di fondazione molto rigido, e calcolato e verificato per l'intero sforzo assiale dimensionante, il tiro viene trasferito interamente alla fondazione.

#### **8.3.4 Malta per l'iniezione dei tiranti autoproforanti**

Classe min. di resistenza del calcestruzzo	C20/25
Massimo rapporto a/c	0,55

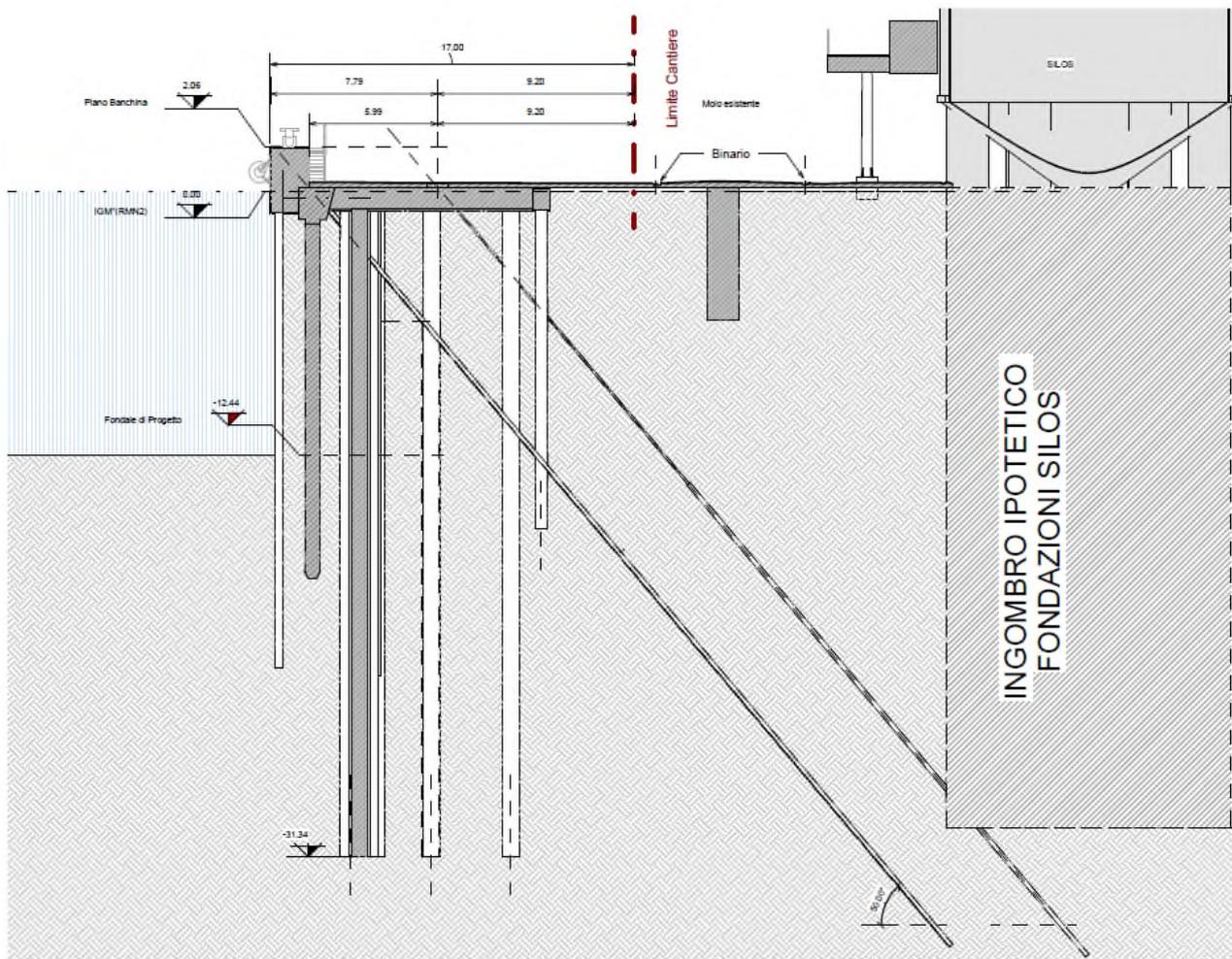
## 9 FASI COSTRUTTIVE CRONOPROGRAMMA

Gli interventi di adeguamento sulla banchina hanno una durata prevista di 100 giorni.

Le fasi vengono di seguito rappresentate.

### FASE 1

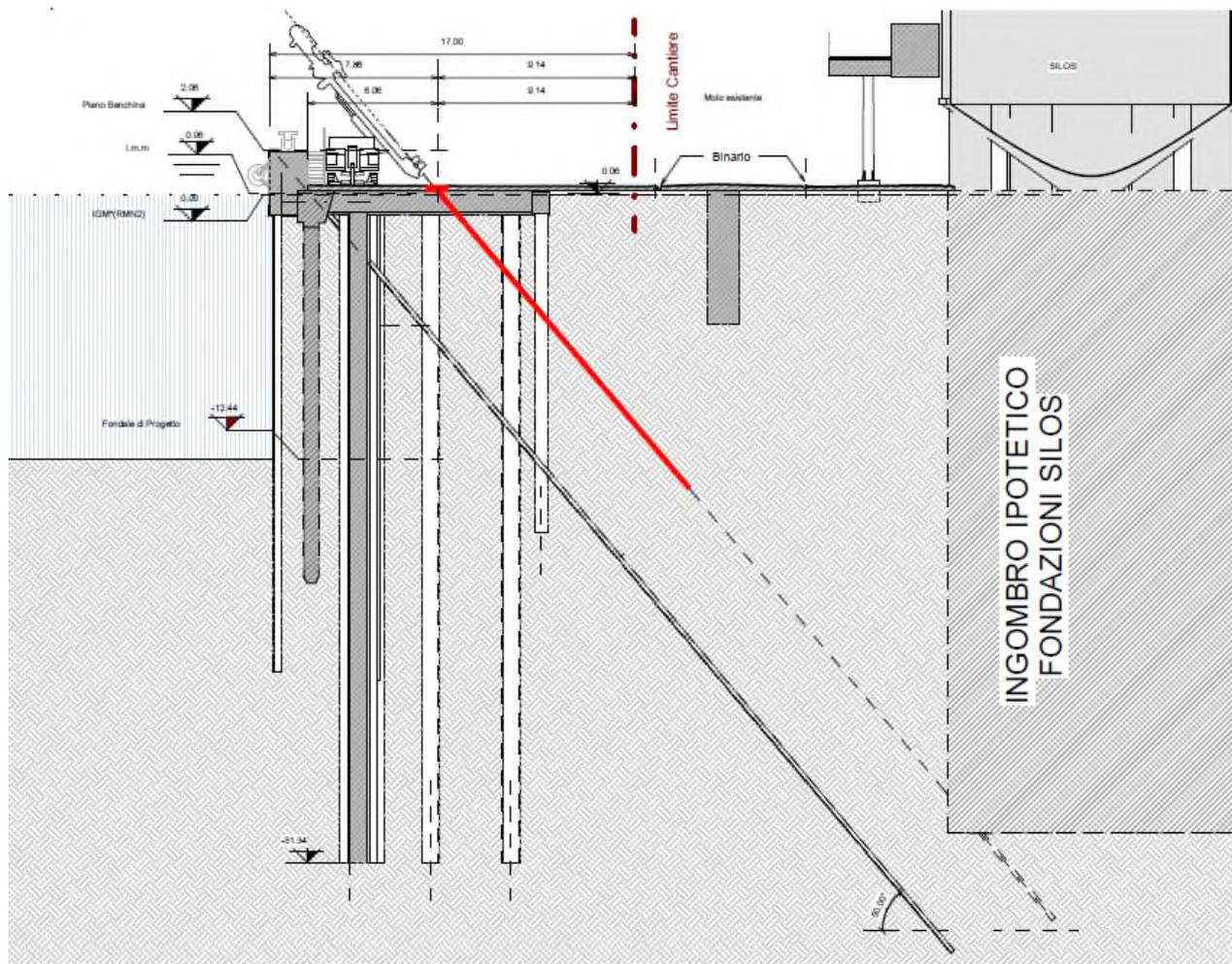
Stato di fatto dell'opera: allestimento dell'area di cantiere.





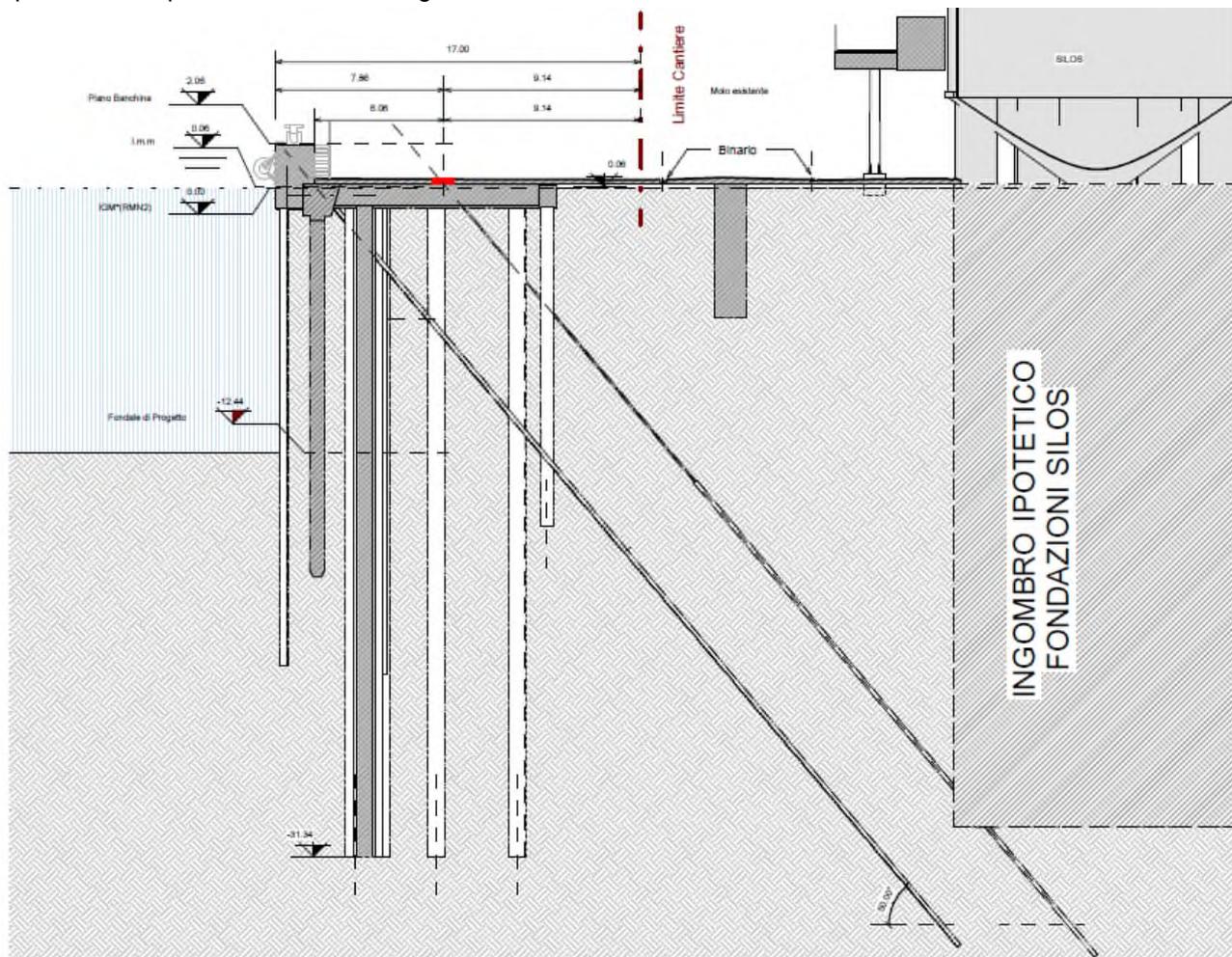
### FASE 3

Individuazione delle predisposizioni per all'alloggiamento tiranti e relativa demolizione del getto di intasamento. Fresatura delle pareti dei fori allo scopo di consentire l'effettiva installabilità degli ancoraggi. Installazione dei nuovi tiranti a gruppi per rendere fruibile il piazzale (rimuovendo le macchine operatrici e posando stabilizzato sugli scavi aperti o in alternativa posando lamiere carrabili sugli scavi aperti).



**FASE 4**

Realizzazione della protezione della testa dei tiranti con getto di intasamento in calcestruzzo cui seguirà il ripristino della pavimentazione e lo sgombero dell'area.



Di seguito si rappresenta il cronoprogramma temporale delle lavorazioni.

BANCHINA BUNGE NORD (BA.A) - cantiere A	MESE 1				MESE 2				MESE 3				MESE 4			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
<b>FASI ESECUTIVE</b>																
Cantierizzazione e spostamenti successivi																
Demolizione pavimentazione e Tracciamento Tiranti																
Individuazione scasse, fresature fori esistenti																
Perforazione ed installazione barra																
Cementazione definitiva																
Collegamento al rivestimento esterno, tramite piastra di ripartizione e dado di serraggio (7 gg) -																
Completamento con ripristino pavimentazione																

## 10 QUADRO ECONOMICO

Nella seguente tabella sono riassunti i costi previsti per l'intervento.

IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA		
INDICAZIONE DEI LAVORI E DELLE PROVVISTE	IMPORTI PARZIALI	IMPORTI TOTALI
<b>A) LAVORI</b>		
<b>Lavori a CORPO</b>	<b>259 076,82</b>	
<b>BA - BANCHINE</b>	<b>259 076,82</b>	
<i>BAA - BANCHINA BUNGE NORD (Cantiere A)</i>	<i>259 076,82</i>	
<i>01 - Demolizioni</i>	<i>12 572,41</i>	
<i>001 - Demolizioni opere in c.a.</i>	<i>10 230,14</i>	
<i>003 - Demolizione pavimentazioni</i>	<i>670,09</i>	
<i>018 - Trasporti</i>	<i>1 274,04</i>	
<i>019 - Oneri conferimento</i>	<i>398,14</i>	
<i>02 - Fondazioni profonde</i>	<i>238 537,97</i>	
<i>009 - Opere di sostegno (tiranti)</i>	<i>238 537,97</i>	
<i>11 - Strade e pavimentazioni</i>	<i>7 966,44</i>	
<i>033 - Pavimentazioni in conglomerati bituminosi</i>	<i>7 966,44</i>	
IMPORTO LAVORI Euro		259 076,82
Importo dei lavori soggetti a ribasso d'asta Euro	259 076,82	
<b>IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA Euro</b>		<b>259 076,82</b>

L'importo lavori complessivamente stimato per la banchina Bunge Nord è 259.076,82 €.