

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 D - TRATTAROLI NORD
RELAZIONE GENERALE - BANCHINA D - TRATTAROLI NORD

file
1114-E-BAD-GEN-RG-01-1.doc

codice
1114-E-BAD-GEN-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.
Piazza del Popolo 18
00187 Roma



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 D – Trattaroli Nord

15 settembre 2021

PROGETTISTI

RTP:  **F&M**
INGEGNERIA

F&M
ingegneria

SISPI
engineering

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO INDICATI NEL PROGETTO REALIZZATO	10
3	SINTESI INDAGINI INTEGRATIVE RISPETTO AL PD	10
3.1	RILIEVI TOPOGRAFICI E FOTOGRAMMETRIA	11
3.2	INDAGINE MULTI BEAM E LIDAR	11
3.3	IMAGING SONAR	12
3.4	GEORADAR	13
3.5	SISMICA	14
3.6	INDAGINI GEOTECNICHE	15
3.6.1	PROGETTO DEFINITIVO	15
3.6.2	PROGETTO ESECUTIVO.....	15
3.7	INDAGINI STRUTTURALI INTEGRATIVE	16
4	STATO DI FATTO	18
5	SINTESI DELLE CRITICITA'	19
5.1	VERIFICHE GEOMETRICHE	19
5.1.1	LUNGHEZZA DI BANCHINA.....	20
5.1.2	QUOTA DELLA TRAVE DI CORONAMENTO.....	21
5.1.3	FRONTE BANCHINA	22
5.1.4	ARREDI	23
5.1.5	TIRANTI.....	24
5.2	VERIFICHE INTERFERENZE	25
5.2.1	TIRANTI ESISTENTI E PALI DI PROGETTO.....	25
5.2.2	INTERFERENZA TRA I TIRANTI ESISTENTI E I TIRANTI DI PROGETTO.....	26
5.2.3	INTERFERENZA TRA PALI IN PROGETTO E LA CONDOTTA ACQUE METEORICHE E SCARICO A MARE ESISTENTE	26
5.2.4	INTERFERENZA TRA TORRE FARO E STRUTTURA DI PROGETTO.....	29
5.3	VERIFICHE AREE DI CANTIERE	31
5.4	VERIFICA COMPATIBILITA' DEI MATERIALI E QUANTITA'	33
5.4.1	COMPATIBILITÀ DEI MATERIALI	33
5.5	VERIFICHE GEOTECNICHE	34
5.6	VERIFICA IMPIANTI	34
5.6.1	SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	34
5.6.2	RETE ANTINCENDIO E IMPIANTI ACCESSORI	35

6	RISOLUZIONE DELLE CRITICITA'	38
6.1	SOLUZIONI TECNICHE STRUTTURE	38
6.1.1	PRESTAZIONI RICHIESTE PER L'ADEGUAMENTO.....	38
6.1.2	SOLUZIONE PROGETTUALE PD.....	38
6.1.3	INTERFERENZE E CRITICITÀ OPERATIVE CONNESSE ALLE STRUTTURE.....	41
7	SINTESI CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E SISMICHE	44
8	SOLUZIONE PROGETTUALE PE - ADEGUAMENTO STRUTTURALE	46
8.1	CRITERI DI PROGETTO	50
8.1.1	VERIFICHE DELLE PRESTAZIONI.....	52
8.2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	53
8.2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	54
8.2.2	NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI.....	54
8.2.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE.....	54
8.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	54
8.3.1	CALCESTRUZZO NUOVE STRUTTURE.....	54
8.3.2	CALCESTRUZZO STRUTTURE ESISTENTI.....	56
8.3.3	ACCIAIO PER ARMATURE.....	56
8.3.4	ACCIAIO PER PALANCOLE ESISTENTI.....	56
8.3.5	ACCIAIO PER BARRE AUTOPERFORANTI.....	57
8.3.6	MISCELA CEMENTIZIA PER BULBO DI ANCORAGGIO.....	58
8.3.7	ACCIAIO PER TIRANTI ESISTENTI.....	58
8.4	CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO	58
9	SOLUZIONI IMPIANTISTICHE	59
9.1	RISERVAZIONE IMPIANTO ANTINCENDIO E ACQUA POTABILE	60
9.2	IMPIANTO SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	61
10	ARREDI DI BANCHINA	62
11	FASI COSTRUTTIVE CRONOPROGRAMMA	63
12	QUADRO ECONOMICO	72

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)

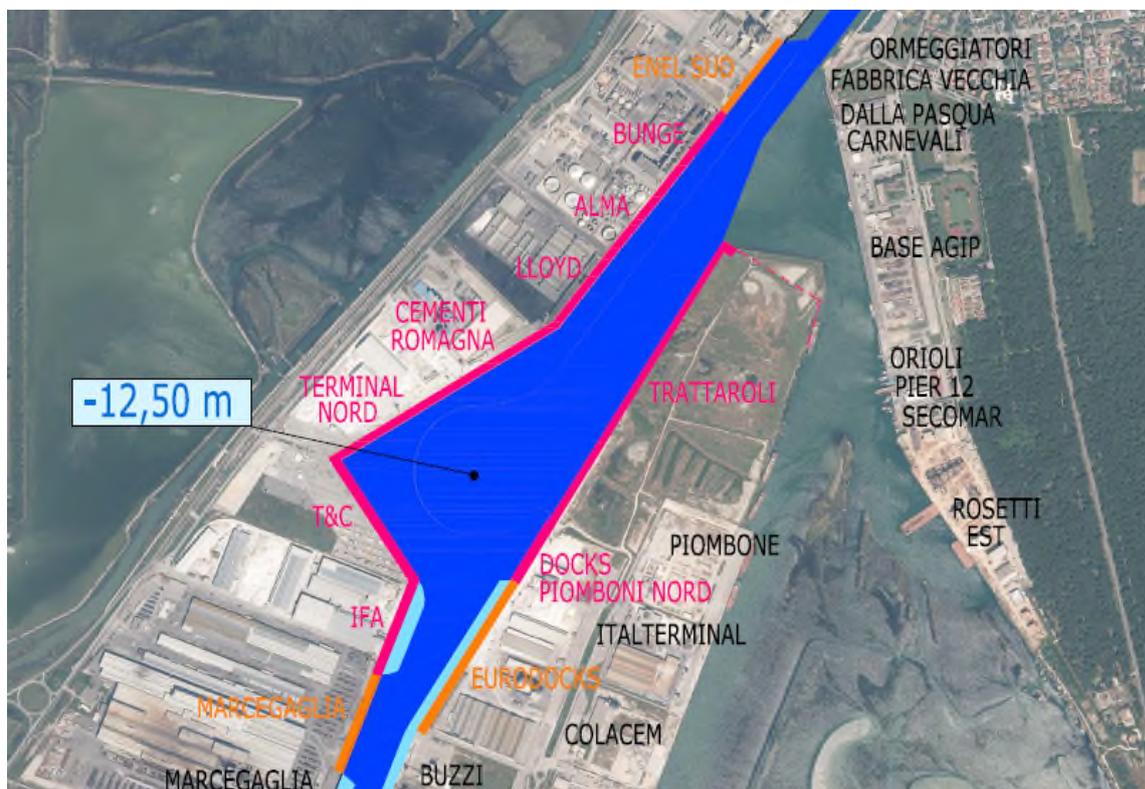


Figura 1 – Planimetria relativa alle banchine da adeguare e al nuovo terminal in penisola Trattaroli (PD)

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 D – Trattaroli Nord**.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Dell'opera in esame è stata reperita una gran quantità di materiale, tra cui il progetto esecutivo originale, la Perizia di Variante, la Relazione a Strutture Ultimate ed il Certificato di Collaudo, comprensivo di tutti i certificati di prova allegati.

In Figura 2 è rappresentata una sezione tipo del banchinamento per come risulta dagli elaborati originali del progetto esecutivo del 2002, a cui si rimanda per ulteriori dettagli, prima della variazione introdotta sul tirante. La struttura è costituita da palancole principali ad H tipo HZ975D in combinazione 14 tra -2 e -13 m da l.m.m., intercalati da elementi secondari AZ18 (Figura 3). Anche se le sigle commerciali identificative dei palancolati non sono indicate nel progetto, sulla base dei moduli di resistenza indicati e della geometria si è risaliti alla combinazione commerciale utilizzata facendo riferimento al catalogo Arcelor-Mittal del 2007, il cui stralcio è indicato in Figura 4. La deduzione è confortata anche dal documento di fornitura dei palancolati in cantiere indicato in Figura 5. La palanca principale è estesa fino a -24,00 m su l.m.m. mentre la palanca secondaria fino a -18,00 m da l.m.m.

Al di sopra della paratia e ad essa opportunamente collegata corre una rigida trave di coronamento in c.a. con sezione rettangolare 1,60 x 3,00 avente l'estradosso a +2,50 m su l.m.m. (+2,32 secondo recenti rilievi).

Dalla trave di banchina originano i tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato, modificati rispetto alle previsioni originali in conseguenza dell'esito non positivo del campo prova eseguito allo scopo di validare le scelte progettuali. Pertanto i nuovi tiranti, del tipo IRS, hanno una lunghezza totale di 43 m, con 16 m di parte libera e 27 m di fondazione, interasse 1,79 m, inclinazione sull'orizzontale alternata tra 10 e 15° (vedi Figura 6). Sono armati con 7 trefoli da 0,6", hanno la doppia protezione e sono tesati a 350 kN a tirante.

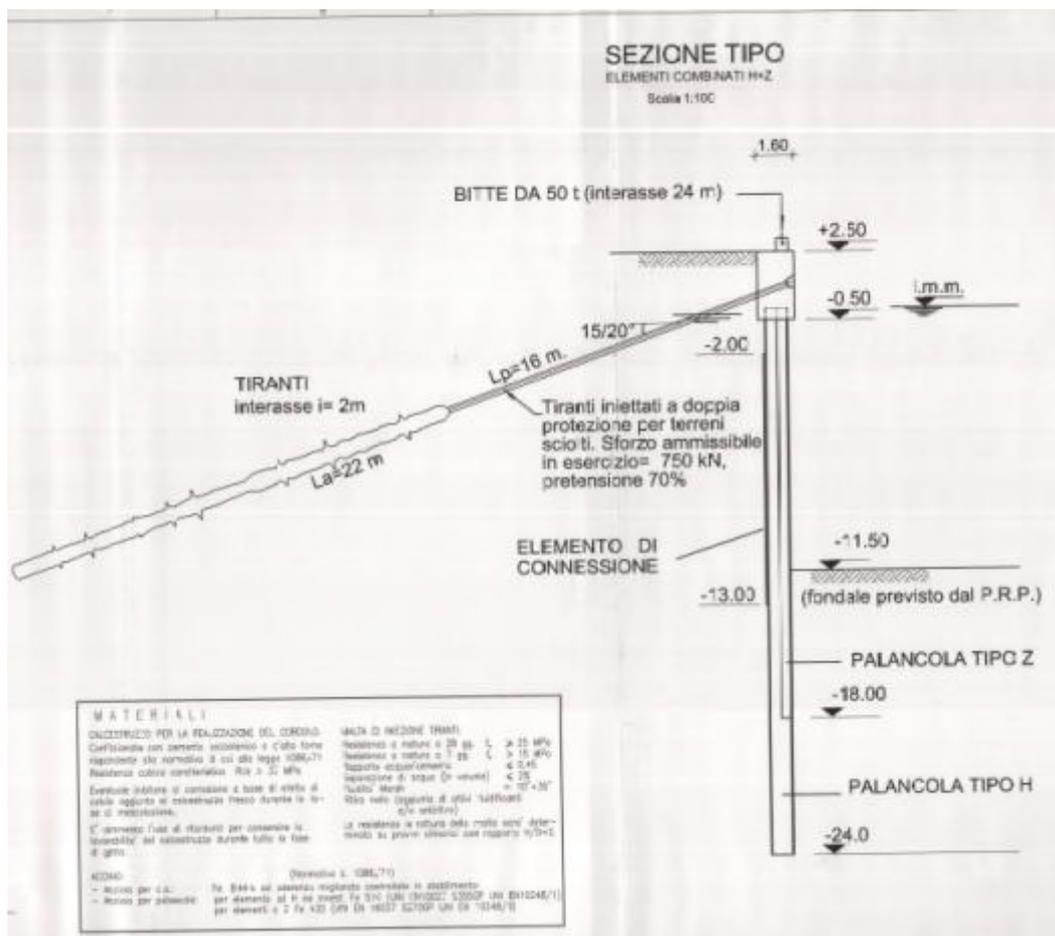


Figura 2 – Sezione tipo del banchinamento (dal progetto esecutivo del 2002)

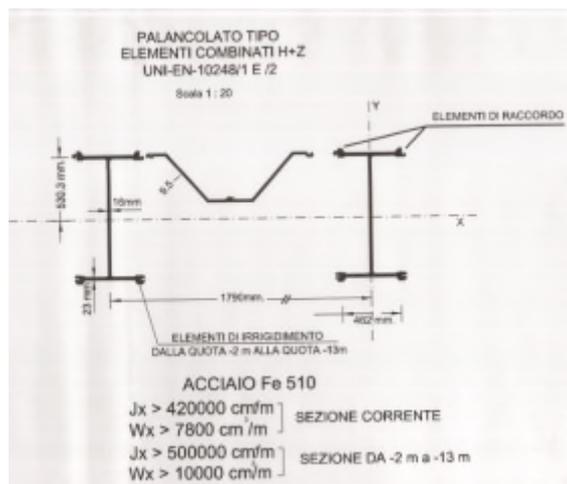
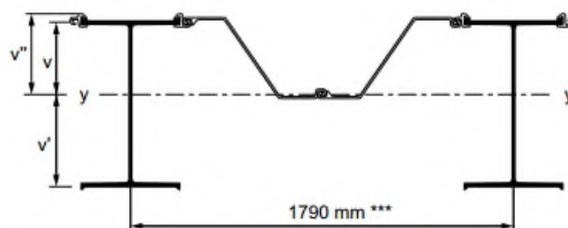


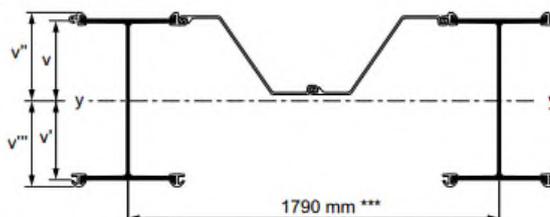
Figura 3 – Sezione del palancolato di banchina, HZ975D-14/AZ18 (da progetto esecutivo del 2002)

Combination HZ -12/AZ 18



Section	Dimensions			Properties per meter of wall				Mass of combination with intermediary section			Coating area	
	v	v'	v''	Sectional area	Moment of inertia	* Elastic section modulus	** Elastic section modulus	**** AZ 18			Water-side	Land-side
	mm	mm	mm	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	AZ = 60 % /HZ	AZ = 80 % /HZ	AZ = /HZ	m ² /m	m ² /m
HZ 775 A	334.5	440.5	367.0	273.0	210000	5720	4765	174	194	214	2.332	4.671
HZ 775 B	339.5	439.5	370.8	283.3	225980	6095	5140	182	202	222	2.332	4.679
HZ 775 C	341.5	441.5	373.1	303.0	248530	6660	5630	197	217	238	2.346	4.684
HZ 775 D	345.9	441.1	376.1	313.3	264810	7040	6005	205	225	246	2.346	4.692
HZ 975 A	428.5	546.5	460.4	294.8	337840	7340	6180	191	211	231	2.332	5.068
HZ 975 B	433.4	545.6	464.7	305.1	363060	7815	6655	199	219	240	2.332	5.076
HZ 975 C	435.9	547.1	467.5	329.3	402610	8610	7360	217	238	258	2.347	5.082
HZ 975 D	440.3	546.7	470.9	339.6	428250	9095	7835	225	246	267	2.347	5.090

Combination HZ -14/AZ 18



Section	Dimensions				Properties per meter of wall				Mass of combination with intermediary section				
	v	v'	v''	v'''	Sectional area	Moment of inertia	* Elastic section modulus	** Elastic section modulus	**** AZ 18			Coating area	
	mm	mm	mm	mm	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	AZ = 60 % / HZ	AZ = 80 % / HZ	AZ = / HZ	m ² /m	m ² /m
HZ 775 A	387.3	387.7	419.8	419.9	295.8	248960	5930	6420	185	208	232	2.332	4.914
HZ 775 B	389.4	389.6	420.7	420.9	306.0	264850	6290	6795	193	216	240	2.332	4.922
HZ 775 C	396.6	386.4	428.2	417.9	331.4	296080	6915	7465	210	235	260	2.346	4.951
HZ 775 D	398.4	388.6	428.5	418.7	341.7	312250	7285	7840	218	243	268	2.346	4.959
HZ 975 A	487.3	487.7	519.1	519.6	317.6	398490	7670	8170	202	225	249	2.332	5.311
HZ 975 B	489.3	489.7	520.6	521.0	327.9	423730	8135	8650	210	234	257	2.332	5.319
HZ 975 C	497.2	485.8	528.6	517.4	357.8	476970	9025	9595	231	256	281	2.347	5.349
HZ 975 D	499.0	488.0	529.4	518.6	368.1	502610	9495	10070	239	264	289	2.347	5.357

Figura 4 – Caratteristiche geometriche delle sezioni HZ-AZ di interesse (catalogo Arcelor-Mittal, 2007)

Références client:		Référence offre:		C.M.C.COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI		
27990	12 Août 2004	04/81	1900003078	VIALE TRIESTE, 76		
Aut Laminage		Poids théorique		I-4B100 RAVENNA		
Fabrication:		Pays de destination: Italie		No. site ProfilARBED: 04BH245301		
Incoterms: CIP		Adresse de livraison		Point de livraison: par train à RAVENNA		
AUT PORT BANCHINA TRATTAROLI		VIA BAIONA TERMINAL TRATTAROLI		I-4B100 RAVENNA		
Client facturé	: C.M.C.COOPERATIVA MURATORI VIALE TRIESTE, 76	RAVENNA	4B100	IT		
Payeur	: C.M.C.COOPERATIVA MURATORI VIALE TRIESTE, 76	RAVENNA	4B100	IT		
Utilisateur	: C.M.C.COOPERATIVA MURATORI VIALE TRIESTE, 76	RAVENNA	4B100	IT		
Descr.certiicat usine	: C.M.C.COOPERATIVA MURATORI VIALE TRIESTE, 76	RAVENNA	4B100	IT		
Pes	Matériau/Qualité	Quant	Long.	Poids en kg	Prix unitaire en EUR	Déai de mise à disposition
010	HZ 975 D SOL14 S355 GP SUUVANT EN 10248-1/95	198 PC	24.000	0 1.804.256	723,67/TO	Sem. 38.04 Sem. 40.04
020	AZ 18 PALPLANCHE DOUBLE S270 GP SUUVANT EN 10348-1/95	187 PC	18.000	0 527.645	723,67/TO	Sem. 38.04 Sem. 40.04
030	HZ 975 D SOL26 S355 GP SUUVANT EN 10248-1/95	1 PC	24.000	0 16.077	723,67/TO	Sem. 38.04 Sem. 40.04
040	AZ 18 PALPLANCHE DOUBLE SPECIALE S270 GP SUUVANT EN 10248-1/95	1 PC	18.000	0 2.878	723,67/TO	Sem. 38.04 Sem. 40.04
Poids total:				2.150.856		

Figura 5 – Stralcio del certificato di fornitura dei palancolati in cantiere

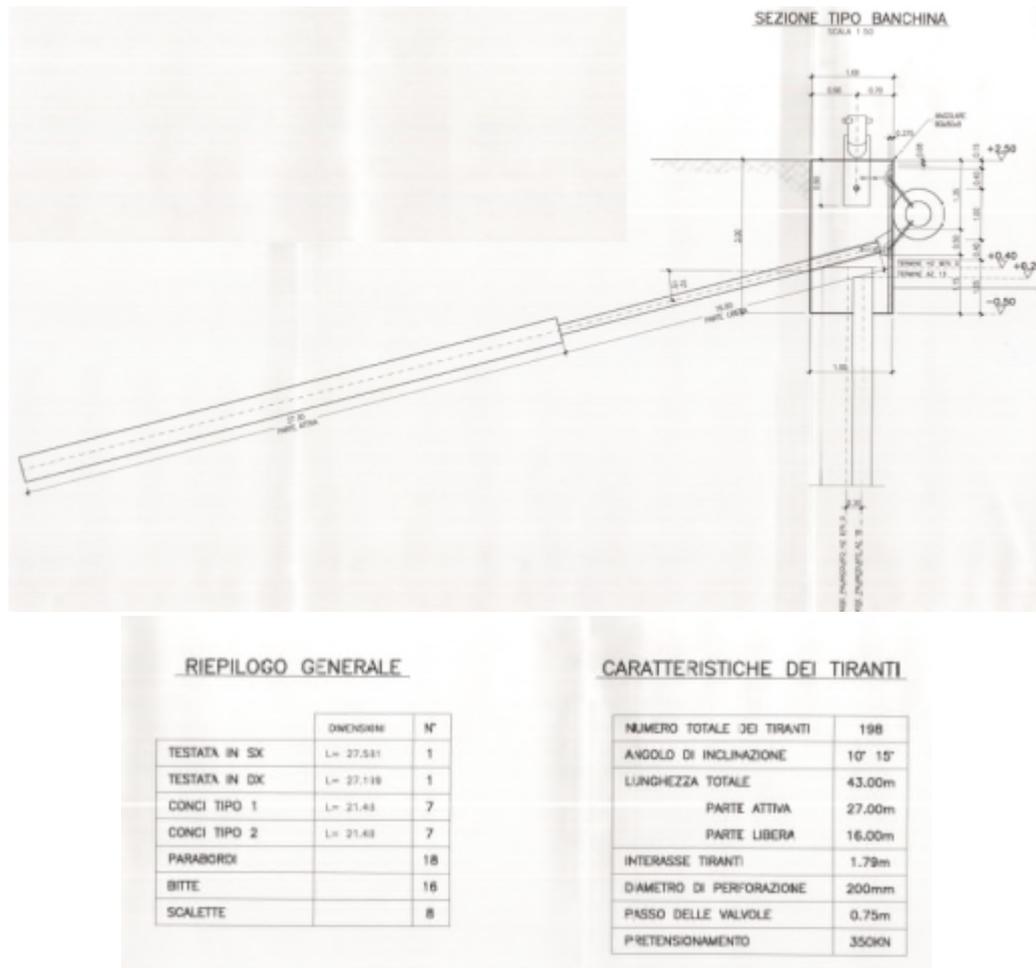


Figura 6 – Stralcio della tavola di variante dei tiranti di ancoraggio (2005)

Le caratteristiche dei materiali indicati nella relazione di calcolo sono:

- Calcestruzzi:
 - o per trave di coronamento $R_{ck} = 37 \text{ MPa}$ (anche se la Rel. Strutt. Ult. indica l'utilizzo di un $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$);
- Acciai:
 - o per armature lente ad aderenza migliorata: FeB 44k;
 - o per tiranti di ancoraggio: trefoli da 0,6" ($A_{tref.} = 139 \text{ mm}^2$) con $f_{p(1)k} = 1.574 \text{ MPa}$;
 - o per palancole:

HZ	Fe510 (S355GP)	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$	$f_t \geq 490 \text{ MPa}$	All.>22%
AZ	Fe430 (S270GP)	$f_y \geq 275 \text{ MPa}$	$f_t \geq 410 \text{ MPa}$	All.>22%

Il 19 marzo 2008 il Direttore dei Lavori, ing. Giovanni Tiani, redigeva la relazione a Strutture Ultimate ed il 15 maggio 2008 la struttura veniva collaudata a firma dell'ing. Adriano Antolini.

Nel 2010 l'opera, collaudata ma sostanzialmente non utilizzata, subiva un fenomeno di dissesto per sfilamento di alcuni tiranti di ancoraggio dalle testate, causate da corrosione e malta cementizia tra i cunei di bloccaggio dei trefoli che ne avevano impedito il serraggio sul cavo.

Considerato che indagini successive dimostravano la piena efficienza dei bulbi di ancoraggio, si provvedeva a scavare il terreno a tergo della trave di banchina, tagliare i tiranti esistenti, rigiuntarli e ritesarli al valore di 450 kN. Particolare cura veniva rivolta alla protezione dei sistemi di bloccaggio dei trefoli ed alla sigillatura della testata.

Il 27 giugno 2013 il collaudatore, ing. Adriano Antolini, alla luce dell'intervento di ripristino effettuato, provvedeva a rilasciare nuovamente il Certificato di Collaudo.

Di seguito si riporta la sintesi dei documenti indagati in sede di progetto Definitivo:

- PROGETTO ESECUTIVO dei "Lavori per il completamento della banchina in sponda sinistra del canale Candiano in zona Trattaroli", 22-12-2002 - Progettista: Ing. Giovanni Tiani;
- Perizia in C.O. di Variante e Suppletiva senza aumento dell'impegno di spesa per la tenuta dell'ancoraggio anche in condizioni sismiche e per l'allestimento parziale del piazzale di banchina, 2005;
- Relazione a Strutture Ultimate, 19 marzo 2008, a firma del D.L. Ing. Giovanni Tiani;
- Collaudo Statico, 15 maggio 2008, a firma dell'ing. Adriano Antolini;
- Relazione di Collaudo delle opere di ripristino del dissesto, 27 giugno 2013, a firma dell'ing. Adriano Antolini;

Tutte le precedenti informazioni sono riportate nel progetto Definitivo, redatto dai progettisti Modimar/Geotechnical Engineering Services/Seacon ed approvato da Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale in data 2020 che consiste nella base documentale di partenza per la redazione del Progetto Esecutivo.

2.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO INDICATI NEL PROGETTO REALIZZATO

Le principali norme e raccomandazioni di riferimento per le verifiche della sicurezza del progetto esecutivo del 2002 risultano:

- DM 11 marzo 1988 – "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- DM 16 gennaio 1996 – "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, giugno 1977;
- Raccomandazioni AICAP – "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", 1993
- DM 14 febbraio 1992 – "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";

3 SINTESI INDAGINI INTEGRATIVE RISPETTO AL PD

In seguito ai rilievi ricevuti dal GC relativi alla banchina Cantiere D - Trattaroli Nord, per l'analisi e ricostruzione dello stato attuale dei luoghi e la valutazione delle azioni progettuali è stata presa in considerazione la seguente documentazione:

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

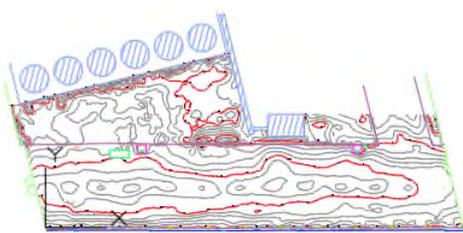
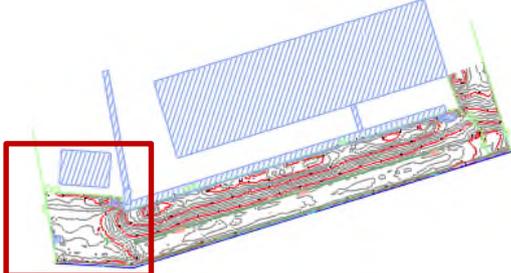
Di seguito sono elencati gli elaborati di rilievo forniti e presi in considerazione relativi alla banchina Trattaroli Nord e della banchina confinante Lloyd (Cantiere O) per la parte ricadente nel cantiere D (segnata di seguito con il riquadro rosso):

- Topografia UNIGRA rev02 3D.dwg
- Topografia LLOYD rev02 3D.dwg

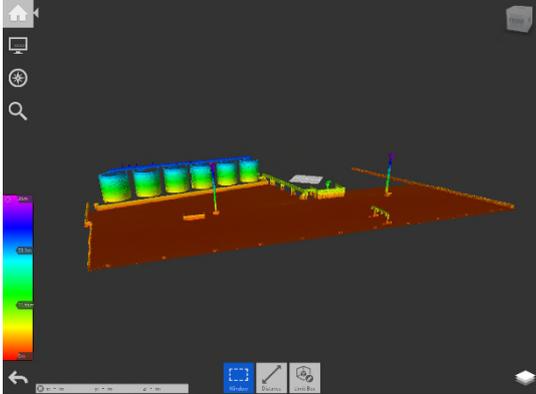
- UNIGRA Terreno da Mesh.rcp
- LLOYD-Terreno da Mesh.rcp
- UNIGRA Lidar e Multibeam.rcp
- LLOYD Lidar e Multibeam.rcp
- AN_BAN_D.dwg
- AN_BAN_O.dwg
- AN_BAN_GPR_D.dwg
- AN_BAN_GPR_O.dwg
- Rilievo RCM - D - Trattaroli Nord.dwg 20.05.2021. dwg
- Topografia_30112020_tombini

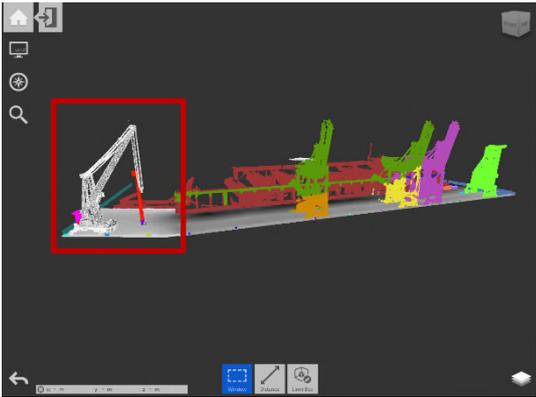
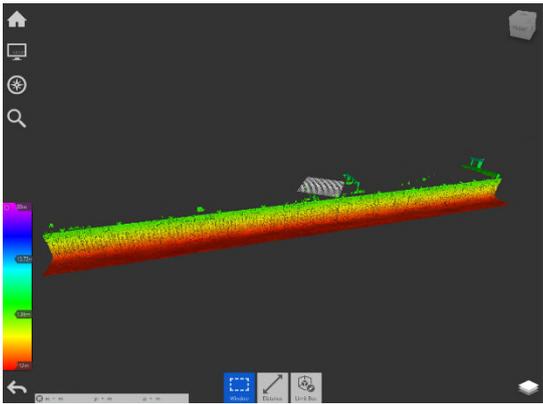
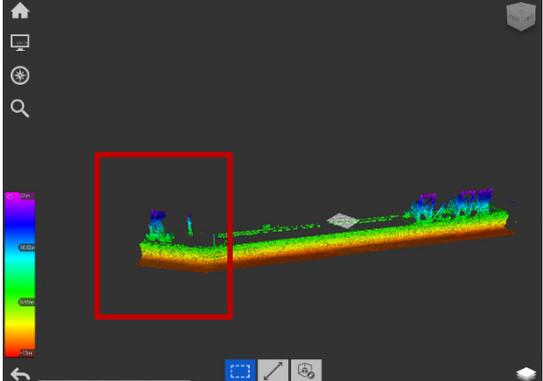
Sono inoltre state effettuate delle indagini geognostiche e strutturali integrative.

3.1 RILIEVI TOPOGRAFICI E FOTOGRAMMETRIA

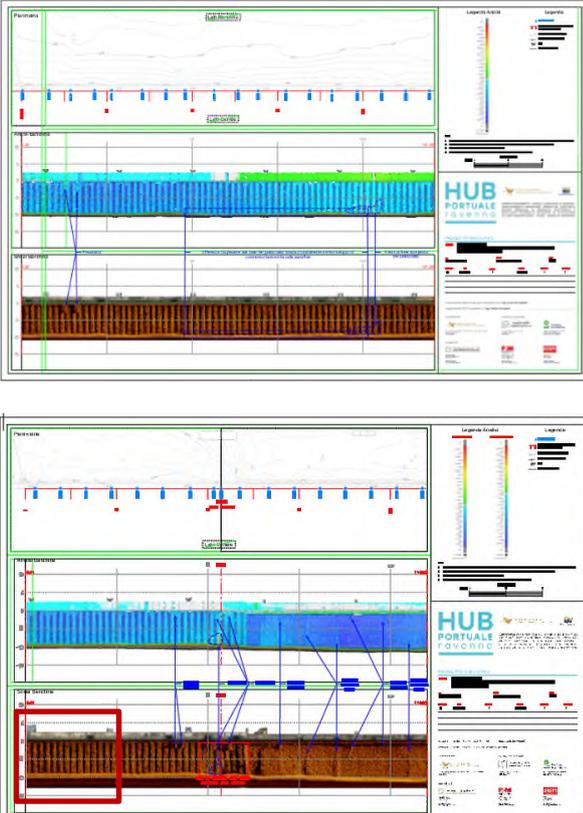
Nome file	Immagine	Dati ottenuti
Topografia UNIGRA rev02 3D.dwg		Disposizione elementi battuti e filo banchina interno
Topografia LLOYD rev02 3D.dwg		

3.2 INDAGINE MULTI BEAM E LIDAR

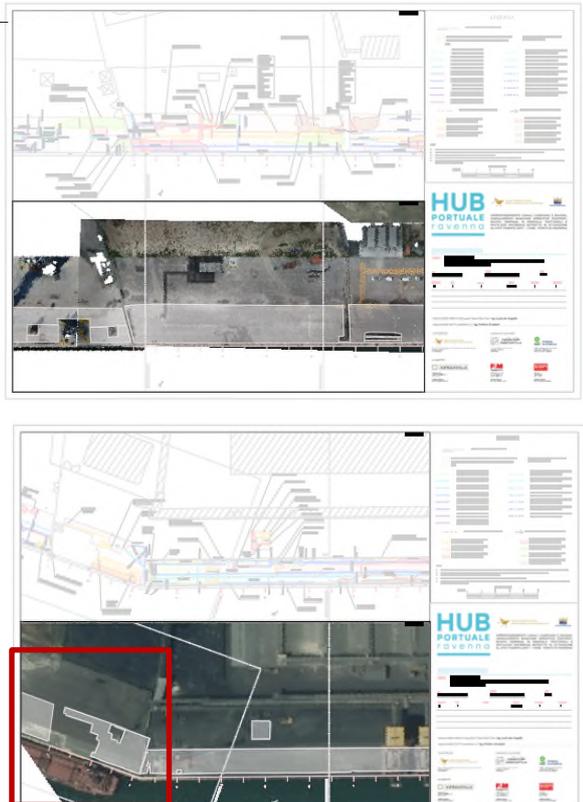
UNIGRA Terreno da Mesh.rcp		Verifica elementi in superficie
LLOYD-Terreno da Mesh.rcp		

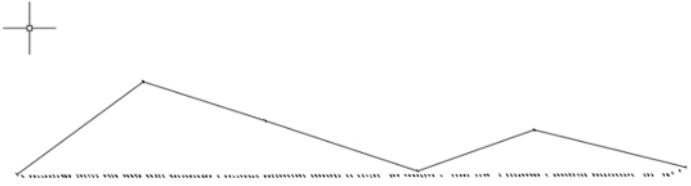
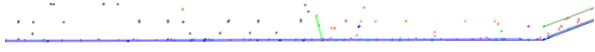
		
<p>UNIGRA Lidar Multibeam.rcp</p>	<p>e</p> 	<p>Verifica elementi verticali in palancoolato verticale</p>
<p>LLOYD Lidar Multibeam.rcp</p>	<p>e</p> 	

3.3 IMAGING SONAR

<p>Sonar AN_BAN_D.dwg Sono presenti 4 tipi di rilievi:</p> <ul style="list-style-type: none">- Curve di livello e stazione strumento- Lidar multibeam- Fotoraddrizzamento da frame video <p>Scansione Sonar</p> <p>AN_BAN_O.dwg Sono presenti 4 tipi di rilievi:</p> <ul style="list-style-type: none">- Curve di livello e stazione strumento- Lidar multibeam- Fotoraddrizzamento da frame video- Scansione Sonar		<p>Individuazione delle strutture (palancoato, trave, e scarichi a mare)</p>
---	---	--

3.4 GEORADAR

<p>Georadar AN_BAN_GPR_D.dwg</p> <p>AN_BAN_GPR_O.dwg</p>		<p>Individuazione dei sottoservizi</p>
---	--	--

<p>Rilievo tiranti Rilievo GC - D - Trattaroli Nord.dwg 20.05.2021. dwg</p>		<p>Individuazione e testate dei tiranti esistenti</p>
<p>Topografia_30112020_tombini</p>		<p>Individuazione e dei sottoservizi</p>

3.5 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

3.6 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.

3.6.1 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 (JU), consolidate drenate (CD), consolidate non drenate (CU), prove di taglio diretto (TD) e prove edometriche (EDO).

3.6.2 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 definitivo (S6/14, S6a/14, DMT7/14, CPTu11/14, CPTu11m/14) e di quelle di progetto esecutivo (SCPTu3/20).

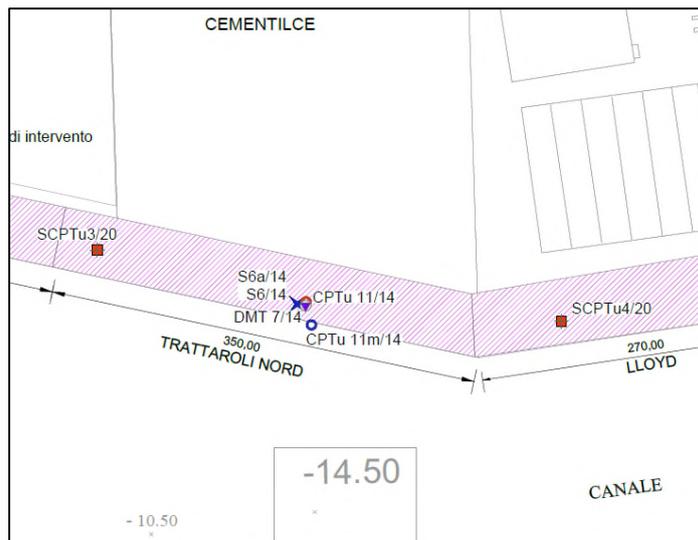


Figura 7 – Banchina Trattaroli Nord – Planimetria ubicazione indagini geognostiche

3.7 INDAGINI STRUTTURALI INTEGRATIVE

Ad integrazione delle indagini effettuate nel Progetto Definitivo, che sono state considerate esaustive e complete, sono state realizzate ulteriori prove e saggi sui calcestruzzi della trave di coronamento esistente.

Le prove consistono in:

- n°2 prove a compressione di carote prelevate in loco;
- n°2 prove di trazione di barre ad aderenza migliorata \varnothing 24mm prelevate in loco;
- n°3 prove di profondità di penetrazione dello ione cloruro.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalle prove.

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: 11/12/2020; Data della prova: 17/12/2020).

Provino [n.]	Posizione in opera	Diametro D [mm]	Altezza H [mm]	Rapporto H/D	Area [mm ²]	Peso [g]	Massa volumica [kg/m ³]	Carico di rottura [kN]	Resistenza a compressione della carota f_{cc} [N/mm ²]
C1	Banchina	99,3	99,2	1,00	7740	1839	2395	570,0	73,6
C2	Banchina	99,3	99,2	1,00	7740	1839	2395	584,7	75,5

Figura 8 – Prova di compressione delle carote in cls

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: 10/12/2020, Data della prova: 18/12/2020).

N.	Diametro reale [mm]	Sezione resistente [mm ²]	Allungamento a carico max A _{gt} [%]	Tensione di snervamento f _y [N/mm ²]	Tensione di rottura f _t [N/mm ²]	Rapporto f _t /f _y	Peso unitario [g/m]
F1	23,9	449,2	10,2	546,2	656,7	1,20	3526
F2	23,8	443,3	7,9	520,4	645,1	1,24	3480

Figura 9 – Prova di trazione dell'acciaio

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	Negativo	Negativo	Negativo	0,0*
IC2 Banchina	11/02/2021	18/02/2021	Negativo	Negativo	Negativo	0,0*
IC3 Banchina	11/02/2021	18/02/2021	Negativo	Negativo	Negativo	0,0*

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



Figura 10 – Prova di profondità di penetrazione degli ioni cloruro

Dalle prove si evince che:

- La resistenza a compressione del calcestruzzo risulta pari a 73,6 MPa e 75,5 MPa entrambe superiori a quelle richieste a progetto;
- La resistenza a trazione dell'acciaio risulta pari a 546,2 MPa e 520,4 MPa entrambe superiori a quelle richieste a progetto;
- Non vi è presenza di penetrazione dello ione cloruro, che significa che il calcestruzzo è stato realizzato a regola d'arte, è poco poroso ed è ancora una buona protezione delle barre in acciaio che non risultano intaccate dalla corrosione.

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.

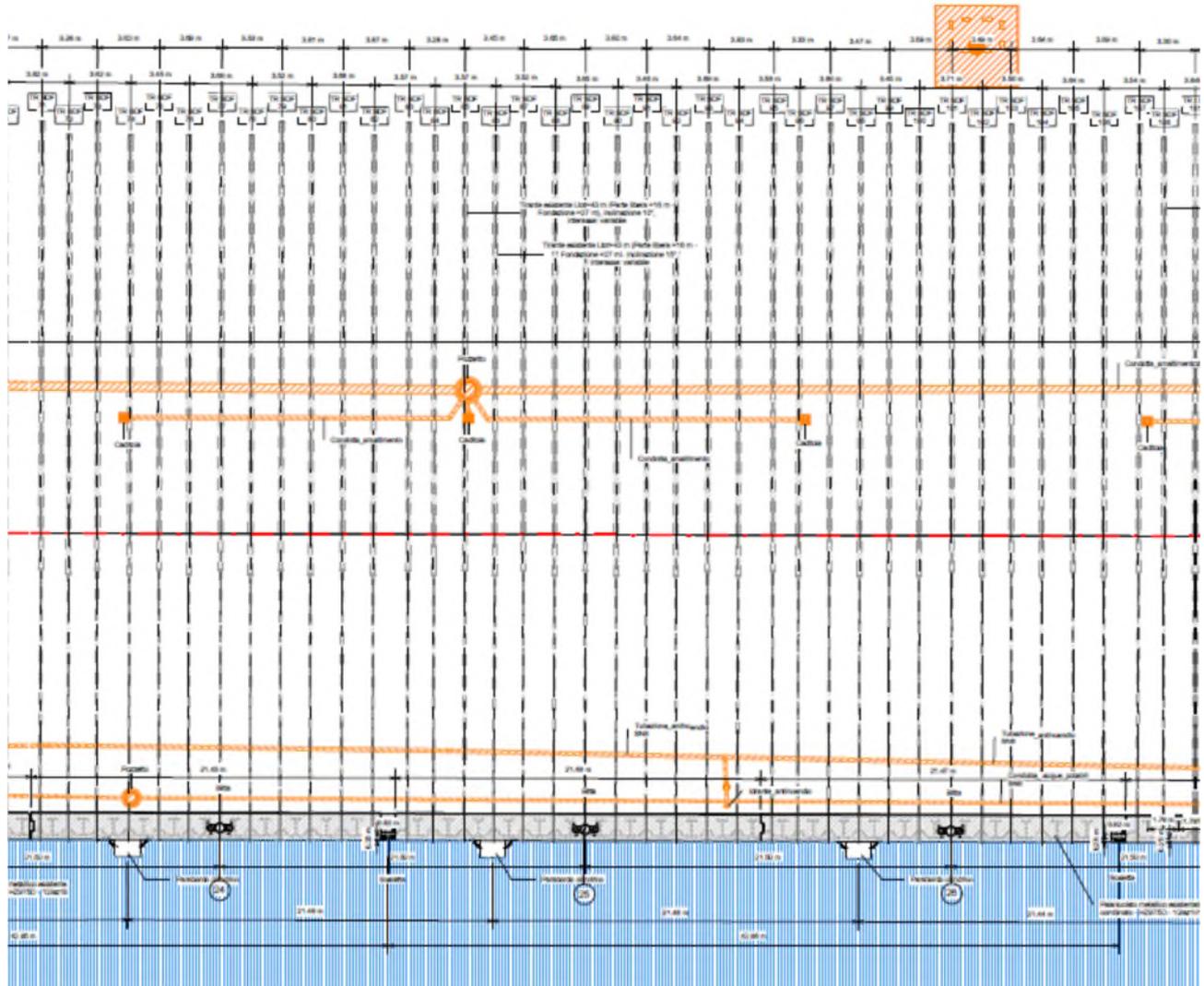


Figura 11 – Banchina Trattaroli Nord – Stralcio planimetrico dello stato di fatto

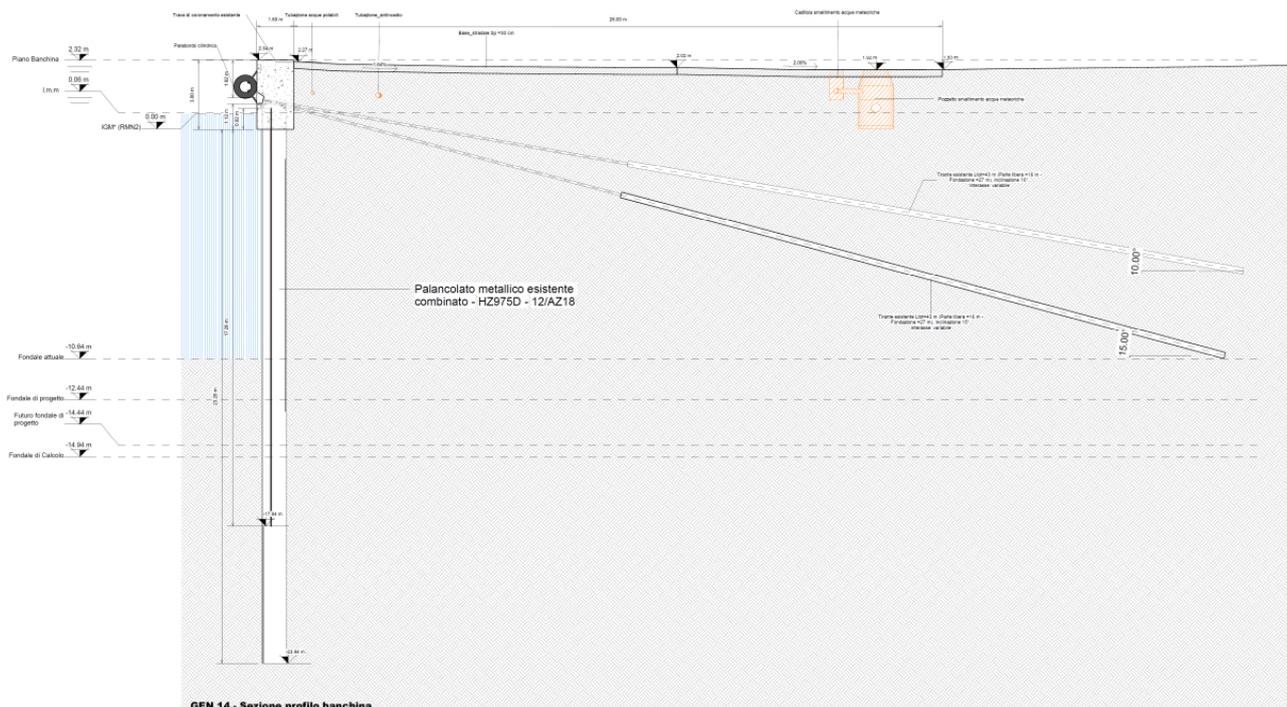


Figura 12 – Banchina Trattaroli Nord – Sezione tipologica dello stato di fatto

5 SINTESI DELLE CRITICITA'

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 D - 1114-E-BAD-GEN-RG-02 (20/03/2021).

5.1 VERIFICHE GEOMETRICHE

In seguito ai rilievi ricevuti eseguiti dal GC relativi alla banchina Trattaroli Nord, sono state evidenziate le seguenti criticità geometriche che influenzano le scelte progettuali o la modellazione dello stato di fatto. Di seguito sono elencati gli elaborati di rilievo forniti e presi in considerazione:

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

In riferimento agli elaborati del PD:

- 1114.STR.07.01 - Planimetria di inquadramento_Rev.2
- 1114.STR.07.02 - Stato Attuale Planimetria e Sezioni_Rev.2
- 1114.STR.07.03 - Planimetria di intervento_Rev.2

- 1114.STR.07.04 - Sezione tipologica corrente, pianta e particolari costruttivi_Rev.2
- 1114.STR.07.05 - Piattaforma su pali: carpenteria piante e sezioni_Rev.2
- 1114.STR.07.06 – Planimetria sottoservizi e impianti_Rev.2
- 1114.STR.07.A - Relazione dei calcoli geotecnici e strutturali_Rev.2

5.1.1 Lunghezza di banchina

Il limite del cantiere D stabilito dagli elaborati di rilievo forniti ha una lunghezza pari a 302.67 m, a differenza di quanto espresso nel progetto definitivo, nei documenti 1114.STR.07.01 - Planimetria di inquadramento, 1114.STR.07.02 - Stato Attuale Planimetria e Sezioni_Rev.2 - 1114.STR.07.03 - Planimetria di intervento_Rev.2, che rilevano una lunghezza della banchina Trattaroli Nord pari a 355.50 metri.

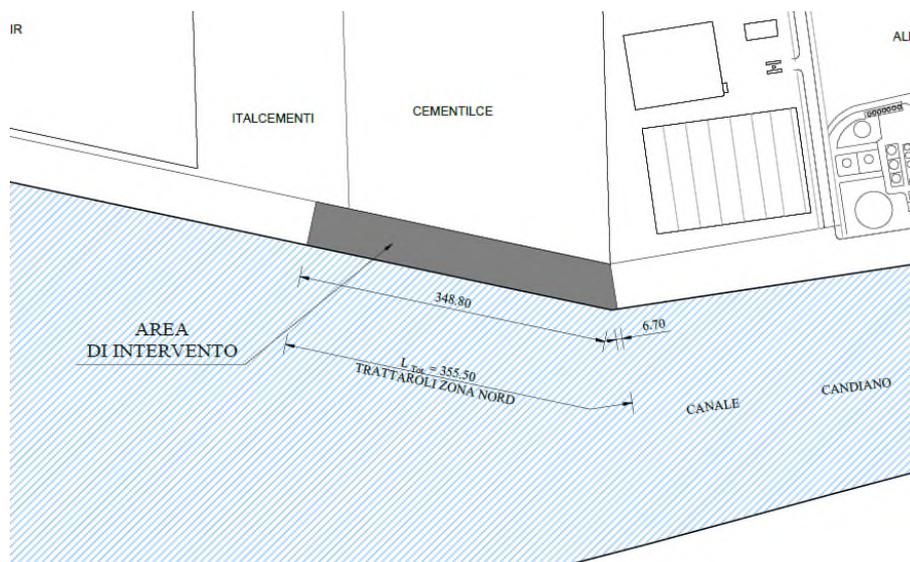


Figura 13 – Estratto dall'elaborato 1114.STR.07.01 - Planimetria di inquadramento

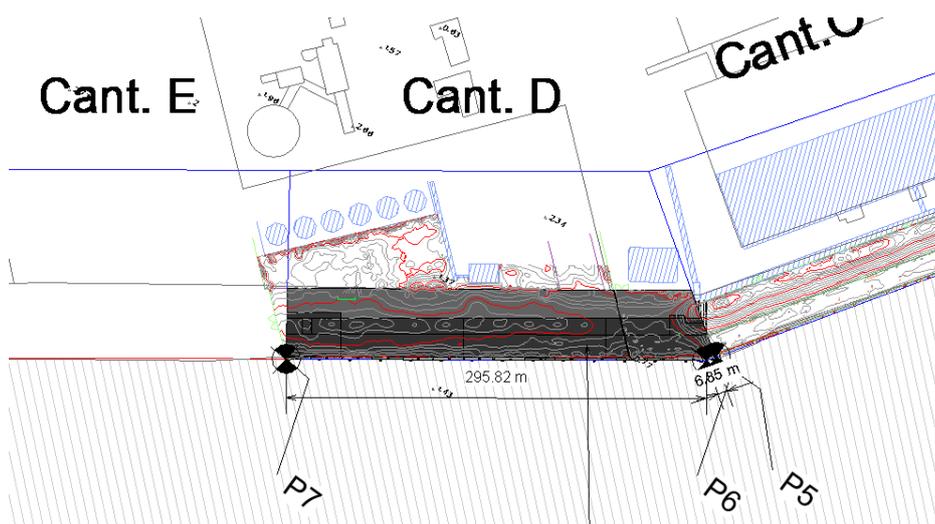


Figura 14 – Estratto planimetria dei punti battuti e Topografia Trattaroli Nord e Lloyd

Dall'analisi del materiale di rilievo (planimetria dei punti battuti e topografia) si evidenzia che la differenza della lunghezza pari a 52,83 metri ricade nella banchina adiacente Cantiere E. Inoltre, per lo studio della

banchina in esame è stato analizzato il materiale di rilievo anche dell'adiacente Cantiere O - Banchina Lloyd, nel quale sono riportate dati, informazioni e i rilievi di parte della banchina Trattaroli Nord.

5.1.2 Quota della trave di coronamento

Il progetto definitivo riporta negli elaborati 1114.STR.07.04 - *Sezione tipologica corrente e particolari costruttivi_Rev.2* e 1114.STR.07.A Rev.2 - *Relazione dei calcoli geotecnici e strutturali* la trave di coronamento esistente alla quota +2.50 m s.l.m.m.

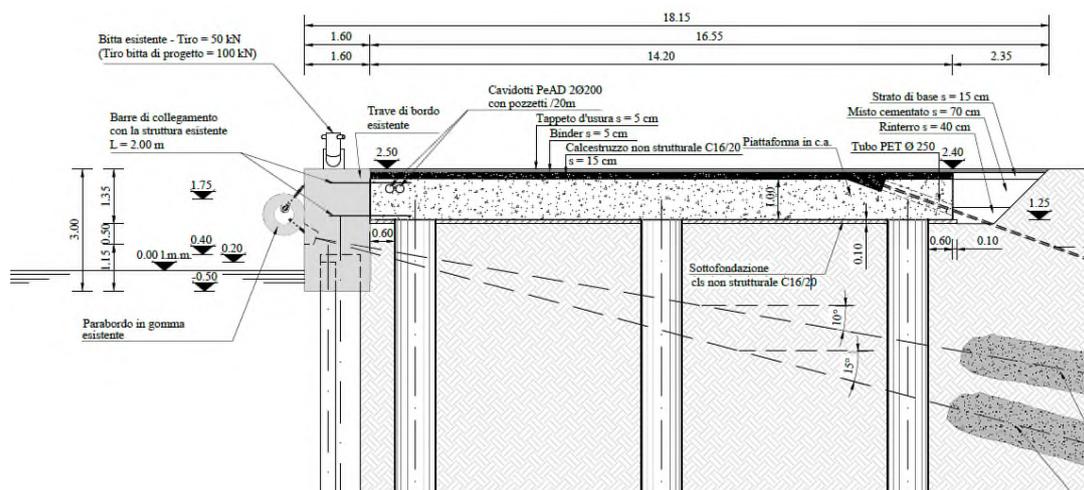


Figura 15 – Estratto da elaborato del PD - 1114.STR.07.04 - *Sezione tipologica corrente e particolari costruttivi_Rev.2*

Le analisi topografiche eseguite evidenziano un'incongruenza sia della quota della trave di coronamento esistente che della pavimentazione esistente, verificando una quota che varia da un minimo di +2.32 m a un massimo di 2.41 m rispetto al caposaldo IGM* (RMN2) per quanto riguarda la trave di coronamento e di +2.27 m a +1.97 m sempre rispetto al caposaldo IGM* (RMN2) per quanto concerne la pavimentazione esistente.

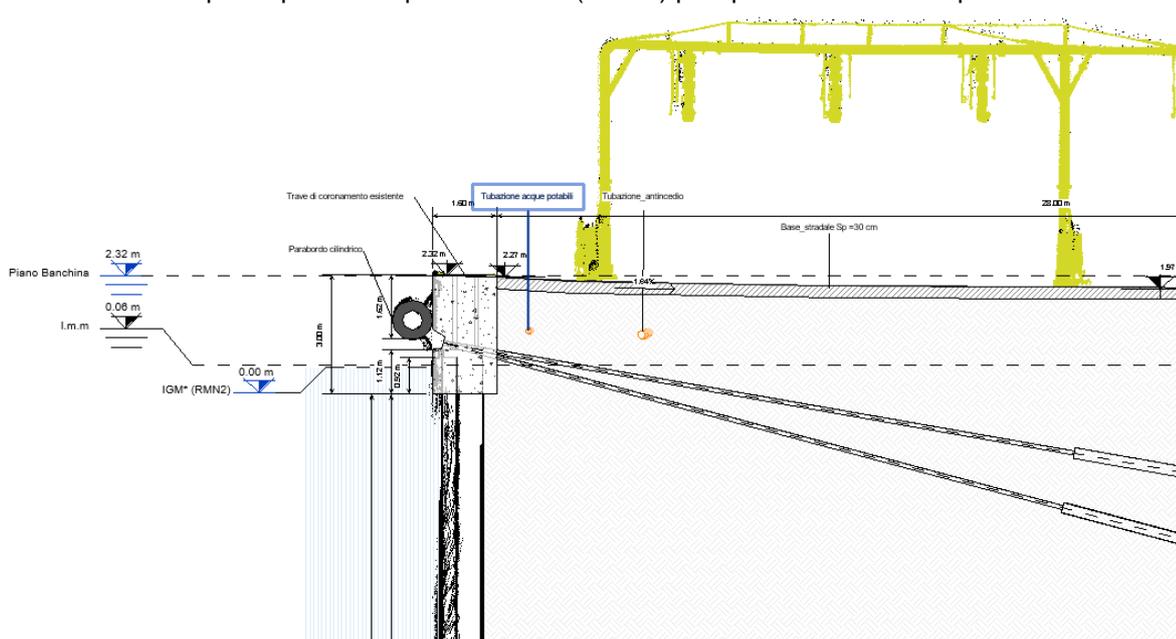


Figura 16 – Ricostruzione dello stato di fatto sulla base del rilievo e della nuvola di punti

Pertanto, è stato necessario ridefinire le quote progettuali sulla base del rilievo effettuato.

5.1.3 Fronte banchina

Sulla base del rilievo Multibeam eseguito sul palancolato non si riscontrano variazioni dell'inclinazione rispetto alla verticale.

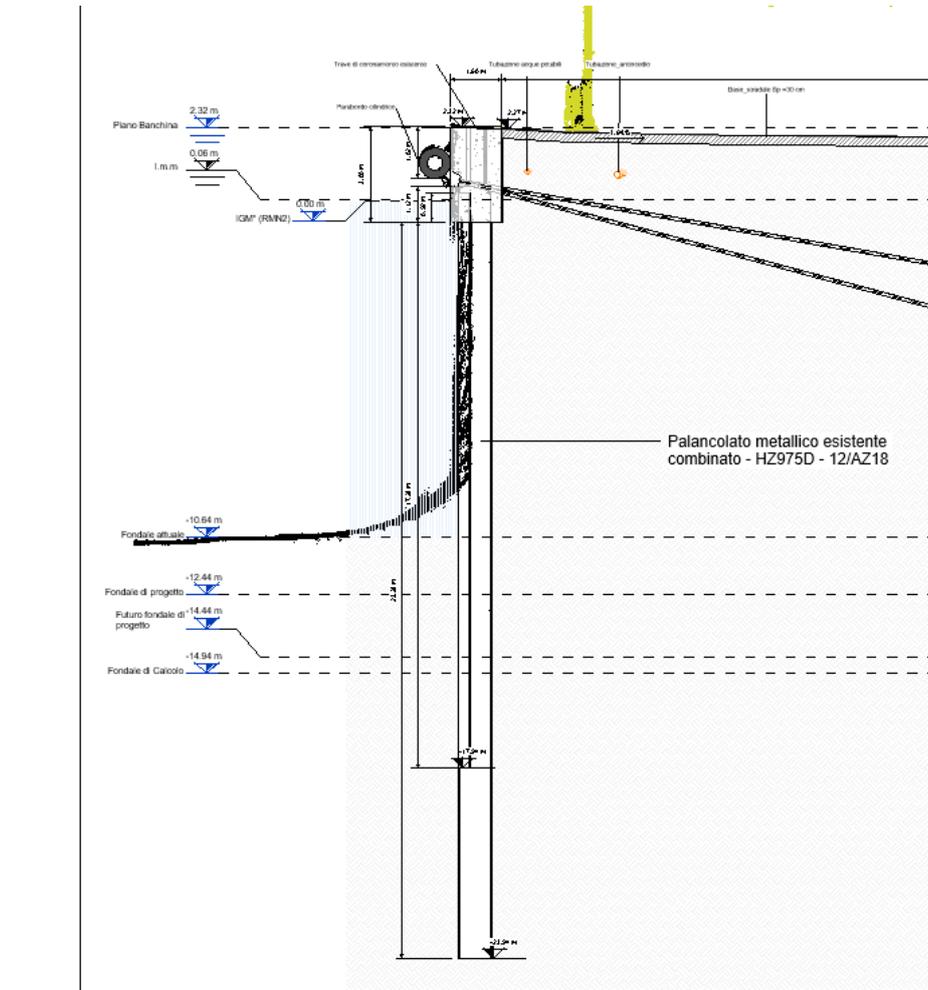


Figura 17 – Sovrapposizione tra PD e nuvola di punti determinata dai rilievi topografici – Palancolato

5.1.4 Arredi

Per quanto riguarda gli arredi, dalle indagini è stato possibile rilevare la posizione esatta delle bitte, dei parabordi e delle scalette esistenti. Nella ricostruzione dello stato attuale dei luoghi, questi sono stati posizionati sulla base del rilievo della nuvola di punti riscontrando qualche piccola differenza rispetto al progetto definitivo e un interasse non sempre costante.

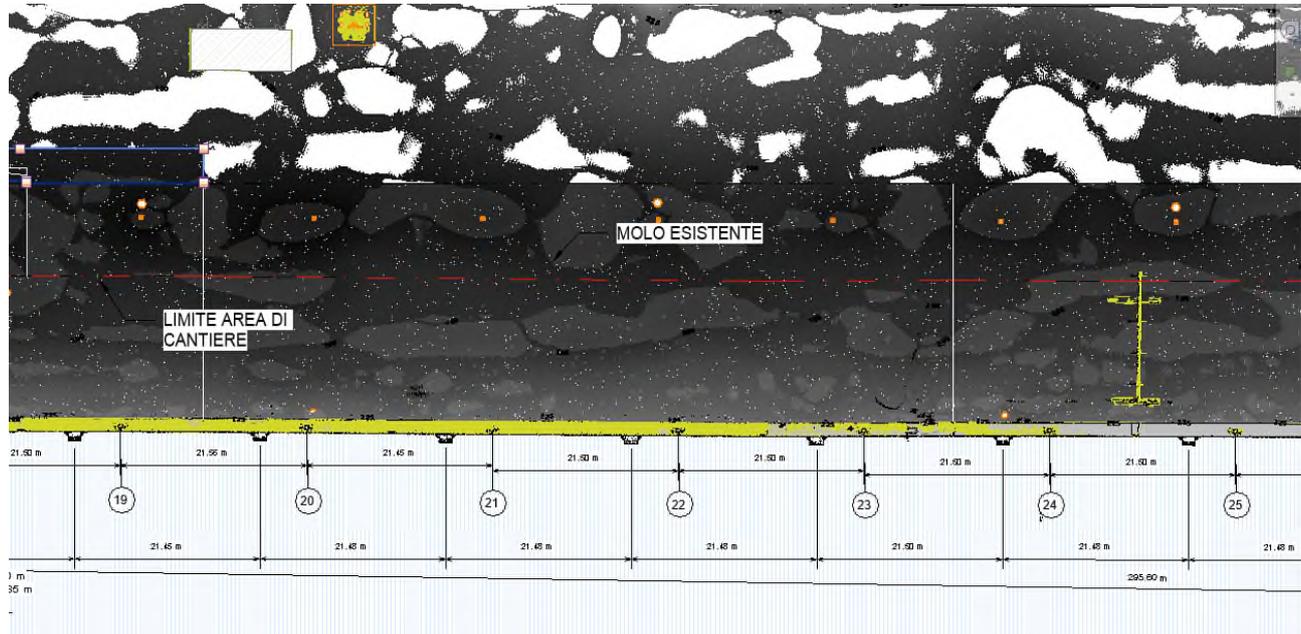


Figura 18 – Analisi degli arredi esistenti e sovrapposizione con la nuvola di punti e i rilievi topografici – Arredi (Bitte, Parabordi e Scalette)

5.1.5 Tiranti

L'elaborato del progetto definito 1114.STR.07.02 - *Stato Attuale Planimetria e Sezioni_Rev.2*, riporta la planimetria storica dello stato di fatto della banchina Trattaroli Nord. In essa viene indicata la posizione dei tiranti esistenti con un interasse di 1.79 m e uno spostamento di 0.28 m dei tiranti ricadenti in corrispondenza dei giunti di dilatazione.

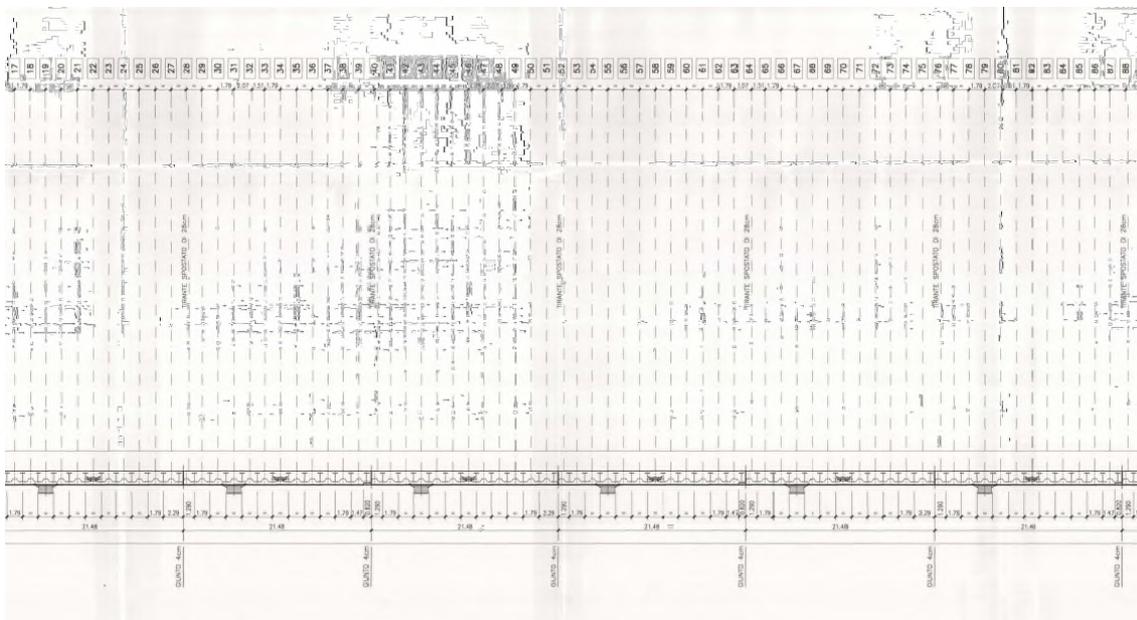


Figura 19 – Stralcio elaborato del progetto definitivo 1114.STR.07.02 - *Stato Attuale Planimetria e Sezioni_Rev.2*, - 1114.STR.07.03

In fase di progetto esecutivo, a seguito delle indagini e della ricostruzione dello stato di fatto, è stato necessario riposizionare i tiranti esistenti sulla base del rilievo ottenuto dal GC riportato nell'elaborato *D - Trattaroli Nord.dwg 20.05.2021. dwg*.

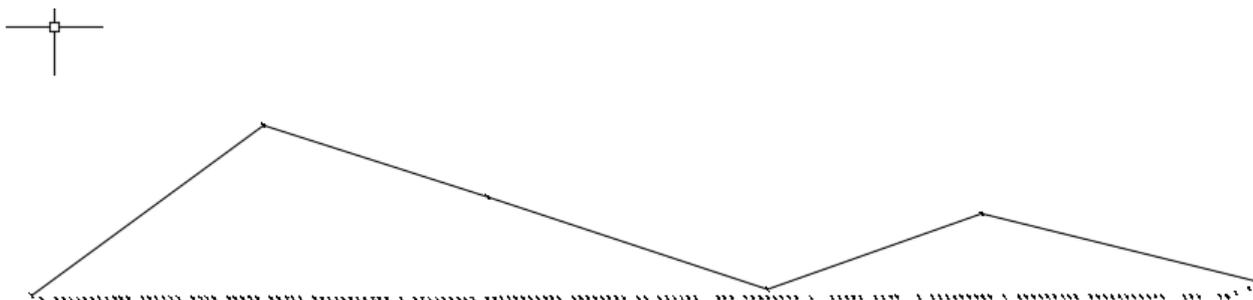


Figura 20 – Rilievo tiranti esistenti - *D - Trattaroli Nord.dwg 20.05.2021. dwg*

Dalla sovrapposizione dell'elaborato 1114.STR.07.02 - *Stato Attuale Planimetria e Sezioni_Rev.2* e il rilievo ottenuto dal GC non si riscontrano significative incongruenze sulla posizione dei tiranti esistenti ma la sola variazione di pochi centimetri dell'interasse, il quale non risulta sempre costante e può variare di massimo di 10 cm rispetto a quanto riportato nel PD.

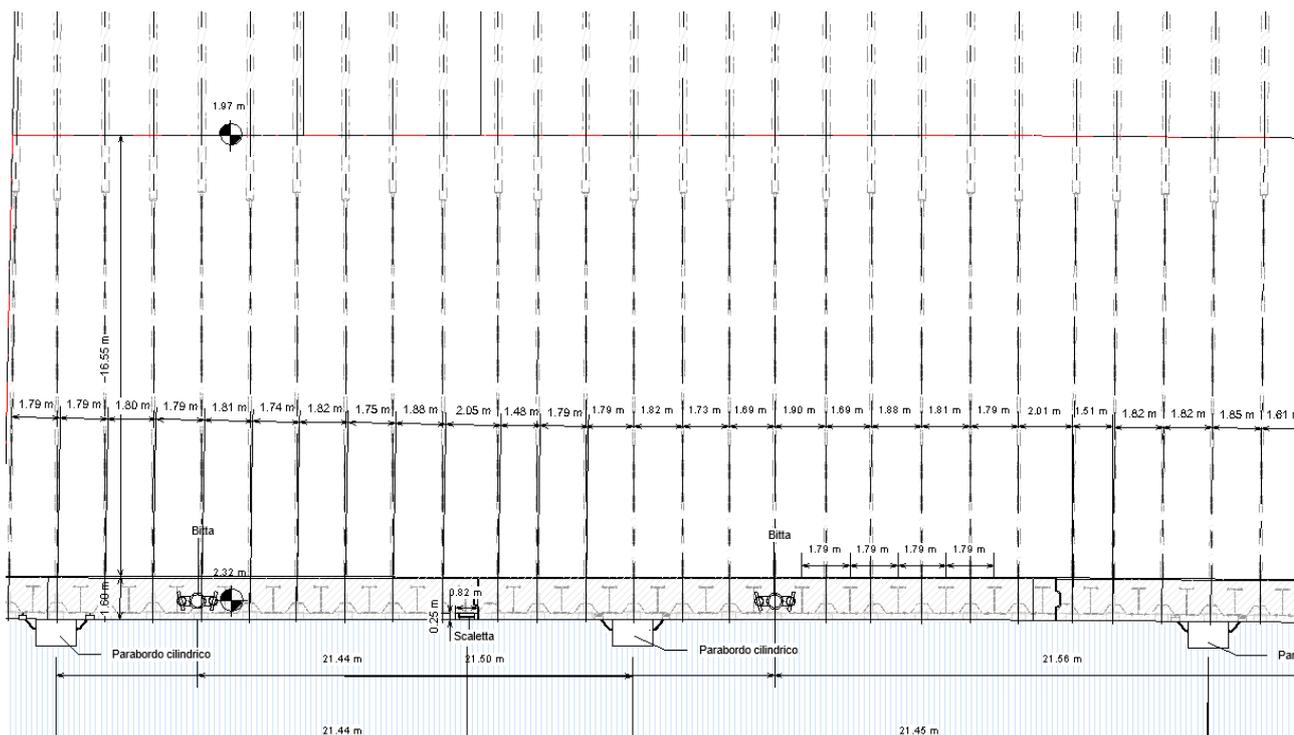


Figura 21 – Ricostruzione dello stato attuale della banchina e posizionamento dei tiranti esistenti sulla base del rilievo e dell'elaborato D - Trattaroli Nord.dwg 20.05.2021. dwg

Nel progetto esecutivo si sono modellati anche i tiranti esistenti in modo tale da non incombere a criticità e interferenze.

5.2 VERIFICHE INTERFERENZE

In seguito alle considerazioni effettuate e in base agli interventi progettuali previsti, nei successivi paragrafi vengono presentate interferenze riscontrate.

5.2.1 Tiranti esistenti e pali di progetto

In prossimità del punto di riferimento P3 (cambio di direzione del filo banchina) si riscontra la possibilità dell'interferenza tra i tiranti esistenti e i nuovi pali secondo quanto previsto da PD.

Per risolvere tale interferenza, si prevede il loro riposizionamento come illustrato nelle immagini seguenti.

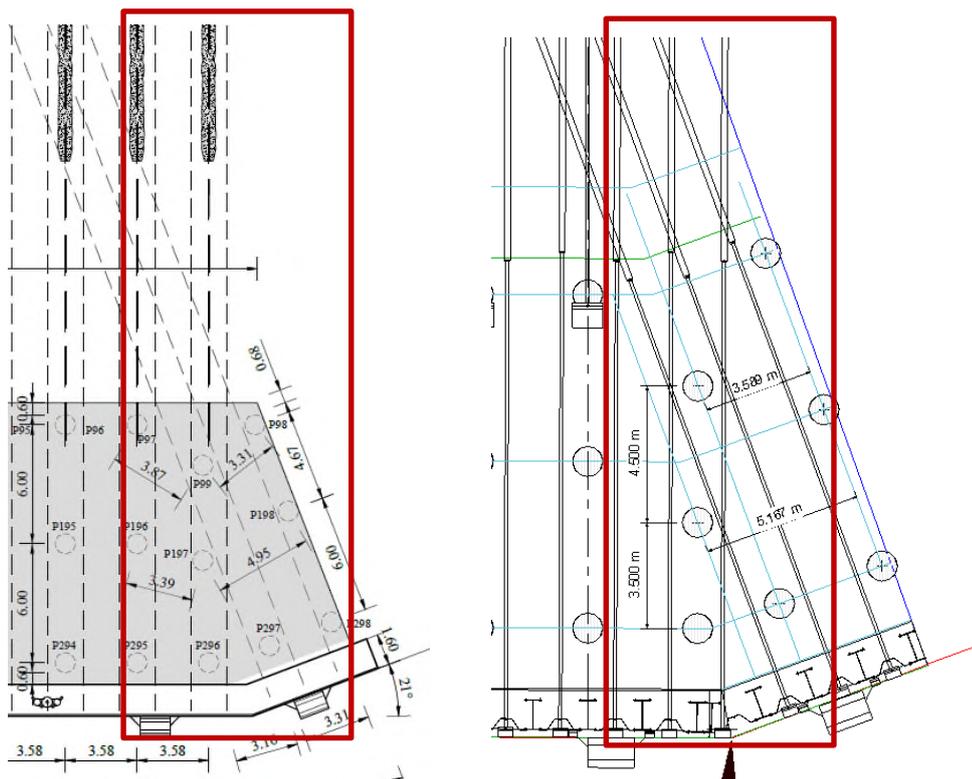


Figura 23 – Soluzione progetto definitivo a confronto con la soluzione del progetto esecutivo

In seguito alla corretta posizione dei tiranti esistenti sulla base del rilievo ottenuto, si potrebbe riscontrare una possibile interferenza tra i pali di progetto aventi interasse costante di 3,58 m e i tiranti esistenti che ricadono in prossimità del giunto di dilatazione e il cui l'interasse varia con uno spostamento circa di 0,28 m. In fase di cantiere sarà opportuno valutare la sussistenza o meno di tale interferenza.

5.2.2 Interferenza tra i tiranti esistenti e i tiranti di progetto

A seguito del riposizionamento dei tiranti in base al rilievo ottenuto, la posizione di alcuni tiranti di progetto (in numero di 4) potrebbe interferire o essere molto prossima ai tiranti esistenti (Rif. Tavola di tracciamento e delle interferenze).

5.2.3 Interferenza tra pali in progetto e la condotta acque meteoriche e scarico a mare esistente

Dall'analisi del sonar si evince la presenza di uno scarico ed una presa a mare, ciascuno composto da due tubazioni di Ø 700 sovrapposte.

Identificando la posizione dei pozzetti e il punto di scarico/presa a mare dalla restituzione del rilievo, è stata riscontrata una interferenza tra le condotte di scarico a mare esistenti e i nuovi pali in progetto.

Dato la tolleranza di errore della strumentazione sonar e visto che le tubazioni esistenti dovrebbero interferire con gli stessi tiranti esistenti, cosa alquanto improbabile, le tubazioni sono state ubicate tra i tiranti esistenti. Tale posizione impedisce però la realizzazione di pali trivellati mantenendo il passo e la maglia del progetto Definitivo.

Nel PE si è pertanto modificato l'ubicazione dei nuovi pali solo per il primo tratto di banchina in corrispondenza di queste tubazioni di grande diametro in modo tale da risolvere l'interferenza. Di seguito alcune immagini esplicative unite alla risoluzione dell'interferenza.

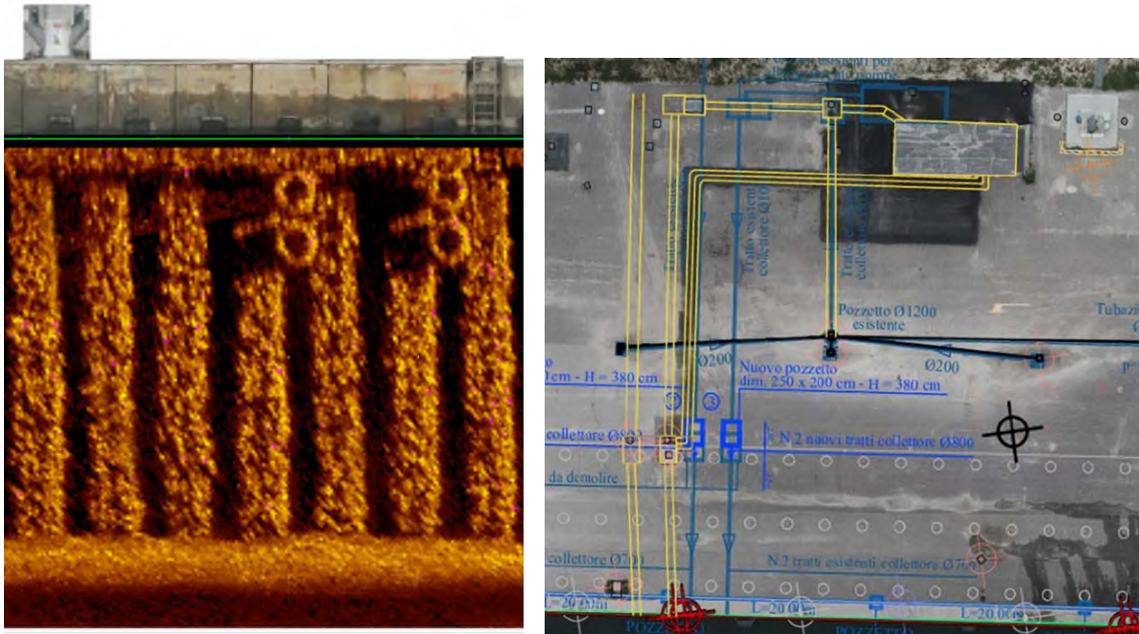


Figura 25 – Posizionamento dei pozzetti e degli scarichi a mare secondo ortofoto e sonar

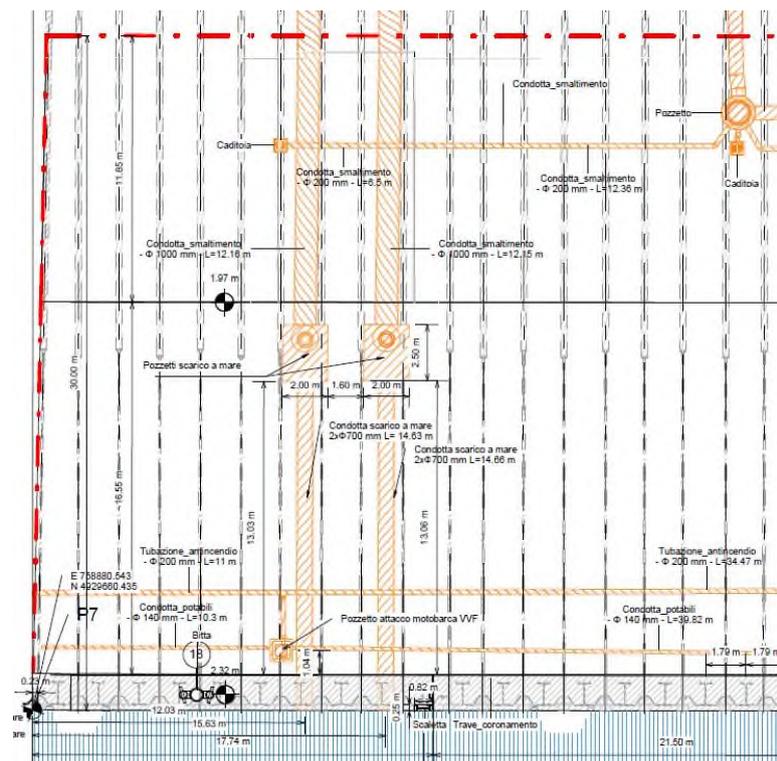


Figura 26 – Situazione reale della posizione delle tubazioni secondo lo SDF

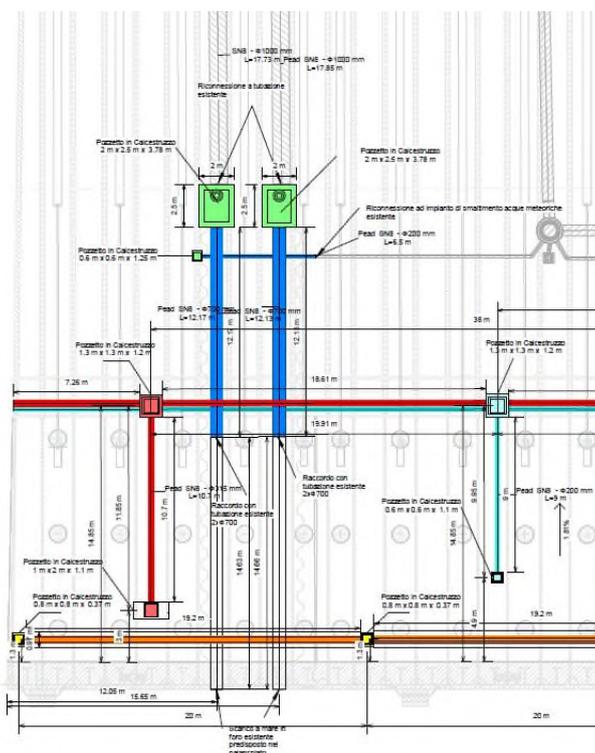


Figura 27 – Risoluzione dell'interferenza con i nuovi pali nello SDP

5.2.4 Interferenza tra torre faro e struttura di progetto

Dall'analisi del rilievo si evince la presenza di una torre faro lato confine banchina Lloyd. Si è riscontrata una possibile interferenza tra la fondazione della torre faro, che è stata risolta dalla trasmissione da parte di AdSP degli elaborati delle fondazioni della torre faro medesima che consistono in un dado supportato da micropali. Come si vede nelle immagini seguenti estratte dai modelli la fondazione della torre faro non interferisce più con le nuove strutture.

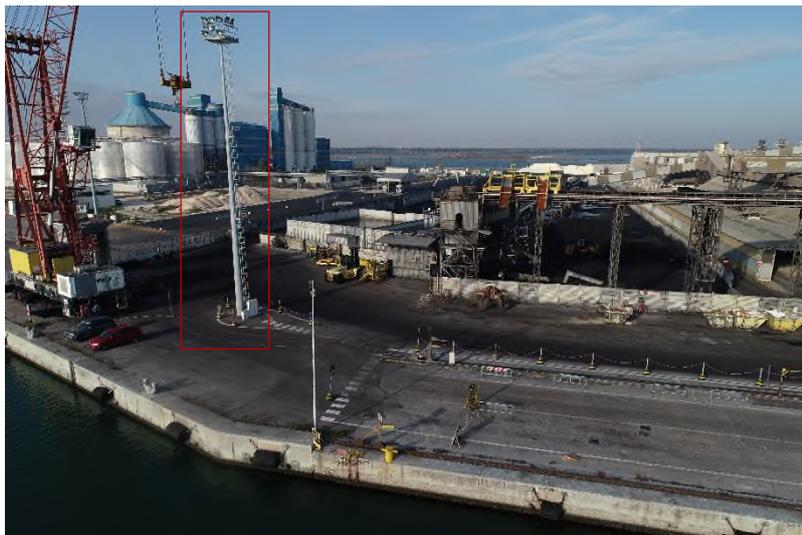


Figura 28 – Torre faro esistente

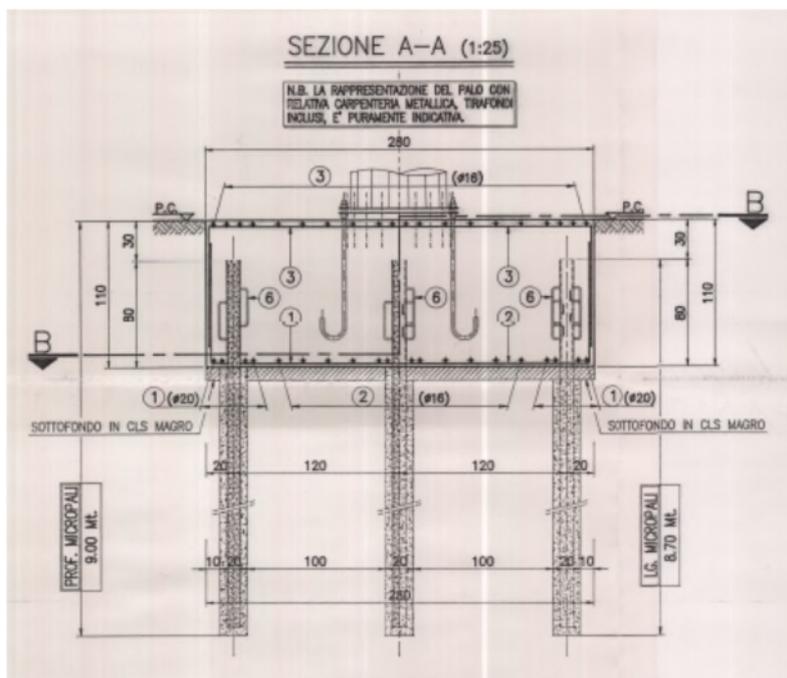


Figura 29 – Fondazione torre faro esistente da progetto

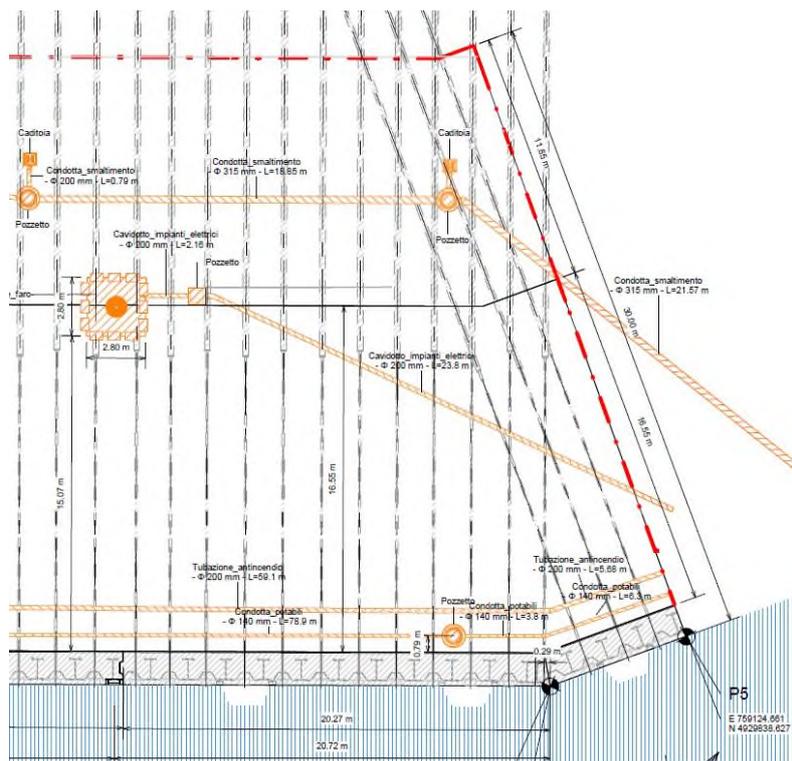


Figura 30 – Interferenza riscontrata tra la rete di alimentazione e la struttura di progetto

L'unica interferenza riguarda la rete di alimentazione che attraversa il sedime della nuova platea. La risoluzione di tale interferenza consiste nel realizzare un nuovo percorso al di fuori della traccia delle nuove strutture come riportato nella seguente immagine.

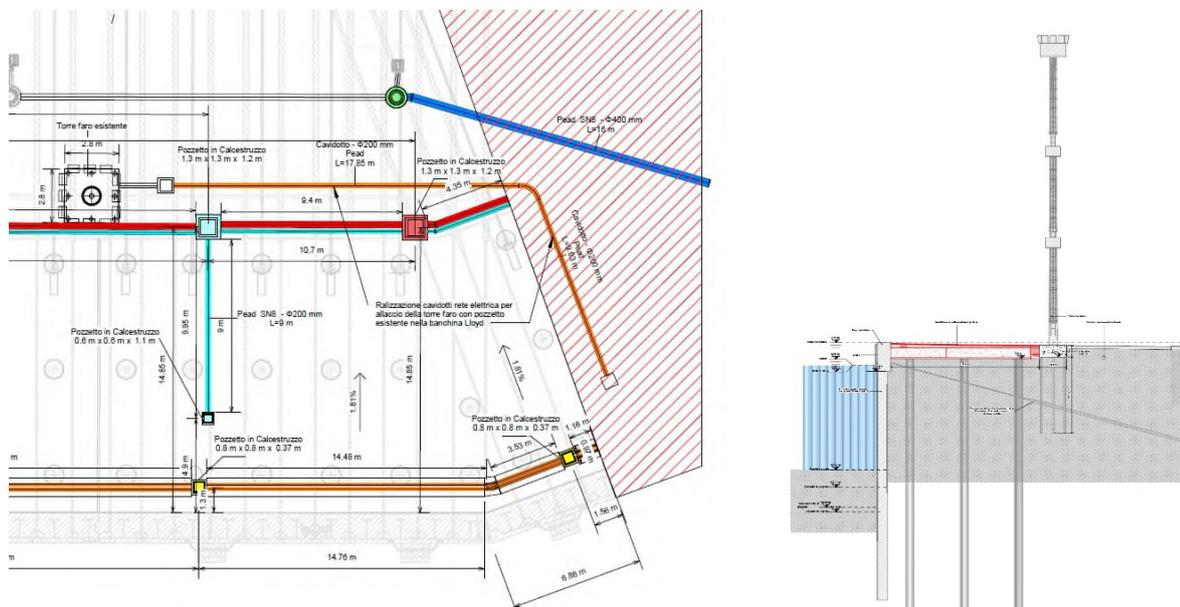


Figura 31 – Risoluzione interferenza tra la rete di alimentazione della torre faro esistente e la struttura di progetto

5.3 VERIFICHE AREE DI CANTIERE

La banchina in concessione è lunga 250 m e l'area demaniale si estende verso l'interno di 50 m. Attualmente l'arrivo delle navi in banchina è stimabile in circa n.2 al mese, le navi in entrata prima allibano in un porto dell'Adriatico, per poi arrivare a Ravenna con carichi da 30.000 ton.

Il terminalista ha costruito un nuovo parco serbatoi, questo ha le seguenti caratteristiche ed è un primo step di potenziamento dell'impianto:

- N.5 serbatoi da 5.000 ton;
- N.6 serbatoi da 4.000 ton;



Figura 32 – Banchina Trattaroli Nord – area di cantiere prevista nel PD

L'area di intervento considerata da filo trave a 18,50 m è uguale a 5434 mq.

L'area pavimentata rimanente esclusa la precedente di intervento è pari a 3354 mq.

La rimanente area non pavimentata risulta pari a 4840 mq.

In relazione agli aspetti dimensionali dell'area di cantiere si rinvia agli elaborati grafici di progetto di cui si rappresenta il layout generale.

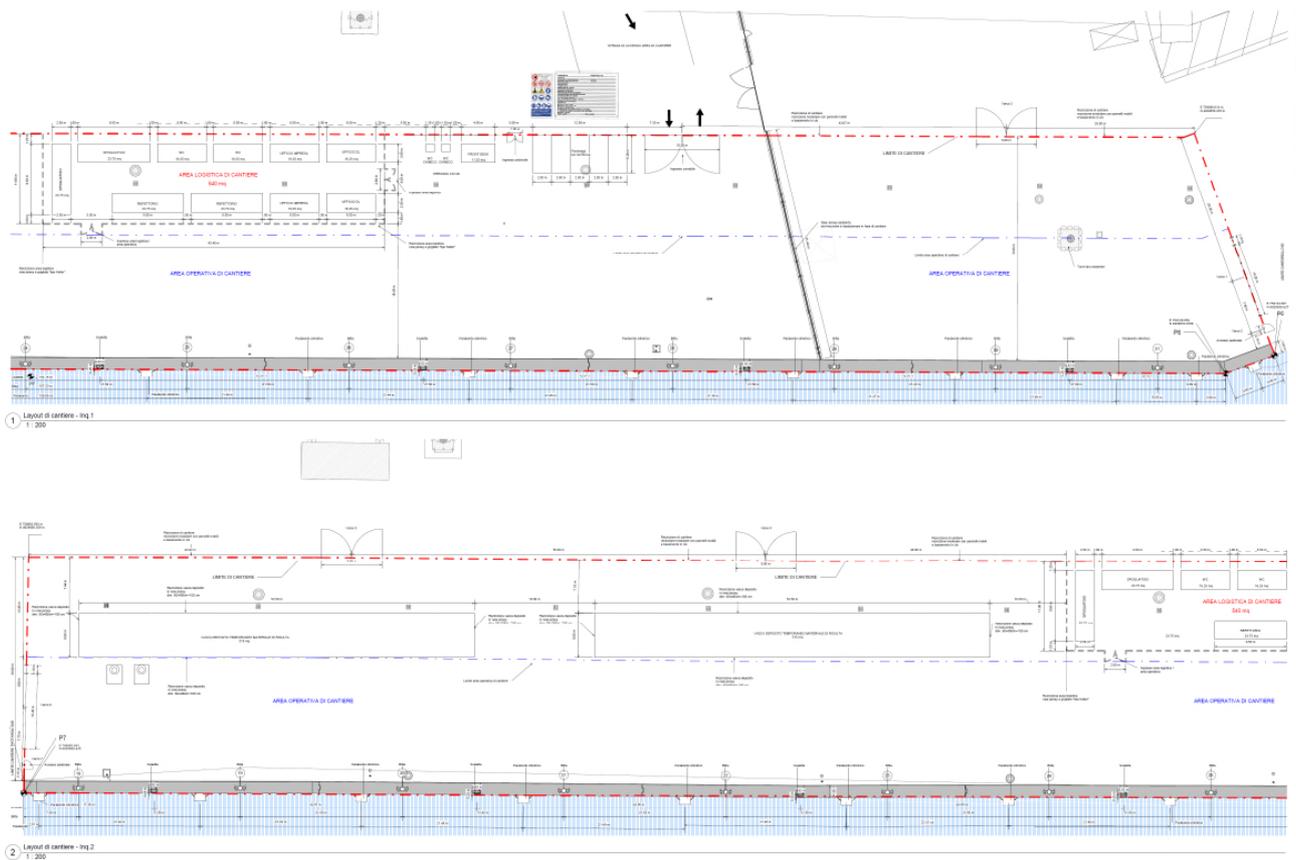


Figura 33 – Banchina Trattaroli Nord – Layout di cantiere nel PE

5.4 VERIFICA COMPATIBILITA' DEI MATERIALI E QUANTITA'

5.4.1 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.

La resistenza di compressione del calcestruzzo minima è 73,6 MPa maggiore rispetto quella di progetto di 45 MPa. La tensione minima di snervamento e di rottura delle barre di acciaio sono di 520 MPa e 657 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 invece si considera valida la valutazione eseguita nel progetto definitivo per cui in occasione della costruzione della banchina, conclusa nel 2005, dalla relazione a Strutture Ultimate risulta che in fase di Direzione Lavori è stato eseguito un cospicuo numero di prove di accettazione su molti materiali in particolare su **acciai dei palancolati**, per cui sono stati prelevati 12 spezzoni di palancolato HZ e 7 spezzoni di AZ e sui **trefoli per tiranti**, per cui sono state eseguite 48 prove di trazione su spezzoni di trefolo arrivati in cantiere.

Dal momento che l'intervento di adeguamento prevede il riutilizzo dei tiranti esistenti, le indagini sui tiranti esistenti si concluderanno in fase di cantiere in cui da progetto definitivo si è prevista l'esecuzione di una prova speciale di controllo su **3 ancoraggi esistenti**. Tale prova consiste nella:

- misura del tiro presente sugli ancoraggi;
- verifica dell'integrità dei trefoli della zona sotto piastra;
- verifica della capacità dei cunei di bloccaggio di sostenere in sicurezza i trefoli

Per maggiori dettagli si fa riferimento alla relazione relazione strutturale.

5.5 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.

5.6 VERIFICA IMPIANTI

5.6.1 Smaltimento acque meteoriche

All'interno del documento "1114.GEN.B1 - Relazione tecnica impianti" e nella tavola "1114.STR.07.06 - Planimetria sottoservizi e impianti" viene ben descritto l'andamento plano-altimetrico della rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche per quanto riguarda lo stato di fatto. Si segnala in questo caso la mancanza nella documentazione disponibile della tavola denominata "VBE02", la quale dovrebbe mostrare il dettaglio delle dimensioni della vasca di prima pioggia attualmente presente. Questa viene segnalata all'interno della tavola "VBE04", la quale mostra le caratteristiche della rete di raccolta acque meteoriche esistente.

Per quanto riguarda gli interventi previsti nel PE, la rete che attualmente convoglia le acque alla vasca di prima pioggia nell'area Trattaroli Nord viene mantenuta sostanzialmente invariata. Viene sostituita una tubazione in PEAD DN315 con una in PEAD DN400 per il tratto di rete lungo 16 m che scarica verso la vasca retrostante la banchina Lloyd. L'unica modifica prevista per la rete Trattaroli Nord è l'arretramento di circa 12,15 m dei pozzetti di ispezione 2 e 3 (verranno realizzati con dimensioni esterne 250x200 cm, h 380 cm), a servizio degli scarichi a mare. In questo modo i pozzetti resteranno al di fuori dell'area di intervento e si eviteranno interferenze con tiranti e opere strutturali esistenti.

Questo comporterà il prolungamento delle tubazioni di scarico a mare, raccordando a queste dei nuovi tratti di tubazioni in PEAD 2xDN700 sovrapposte per ciascun pozzetto. La lunghezza totale degli scarichi a mare sarà ora di circa 26,8 m; questi termineranno negli attuali buchi esistenti nel palancolato (Figura 34).

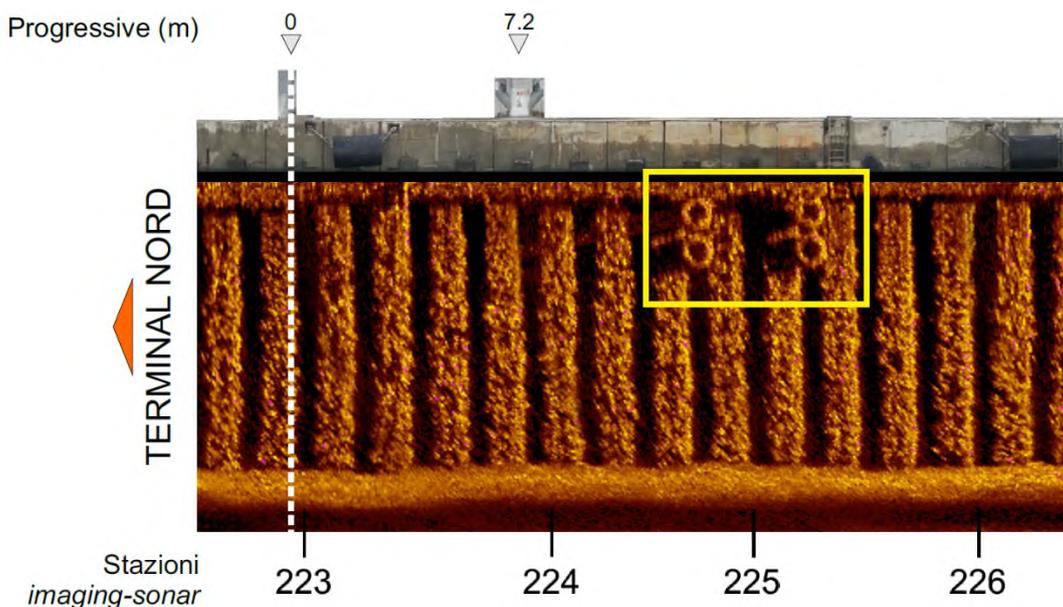


Figura 34 Disposizione degli scarichi a mare dei pozzetti 2 e 3 per la banchina Trattaroli Nord

Si effettua la verifica del tratto terminale della rete di fognatura bianca di banchina, il quale deve essere in grado di scaricare alla vasca di prima pioggia una portata corrispondente ad una precipitazione con T_R di 20 anni.

Dai dati meteorologici della stazione *Marina di Ravenna* si ottengono i seguenti parametri delle CPP:

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

Per stimare la portata di progetto è necessario conoscere il tempo di corrivazione t_c della rete. Questo si compone di un tempo di accesso alla rete (stimato in 300 secondi) e un tempo di percorrenza, valutato considerando una velocità della corrente nelle tubazioni di 1 m/s. Il tempo di corrivazione considerato per la rete è di 520 secondi. Assumendo un coefficiente di afflusso $\phi=1$ e tenendo conto che la superficie drenante è pari a $S=12250 \text{ m}^2$, la portata di progetto vale:

$$Q(T_{R20}) = \phi a t_c^{n-1} S = 416 \text{ l/s}$$

La tubazione che convoglia le acque meteoriche alla vasca ha un diametro DN630 ed una pendenza del 3‰, è fatta di PEAD ($K_S=90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) e si assume per questa un grado di riempimento massimo $G=0.8$. Utilizzando la formulazione di Gauckler-Strickler, la portata massima transitabile in una condotta con le suddette caratteristiche è pari a **478 l/s**. L'attuale tubazione terminale della rete, mantenuta nel PD, risulta quindi essere **idonea** a far defluire la portata per il T_R ventennale richiesto.

5.6.2 Rete antincendio e impianti accessori

In una trasmissione dell'AdSP datata 02 dicembre 2020, viene descritto lo stato attuale degli impianti a seguito di materiale ricevuto dal terminalista. In particolare, sia la linea acqua potabile sia il tratto della rete antincendio adiacenti al filo banchina risultano essere danneggiati e non in funzione. Al giorno d'oggi risulta attiva solamente la parte retrostante dell'anello antincendio, dotata di 3 idranti sottosuolo e un attacco di mandata per VV F (vedi tavola "570-1P_r04").

Sono inoltre emerse delle discordanze tra quanto riportato nelle tavole relative alla rete antincendio trasmesse da ITALTERMINALI e le tavole dello stato di fatto presenti nel PD.

Queste riguardano il pozzetto di destinazione delle tubazioni di presa della centrale antincendio e degli scarichi della rete di smaltimento acque meteoriche, a valle della vasca di prima pioggia.

Seguendo la nomenclatura in Figura 35, si osserva che nello schema a *sinistra*, fornito da ITALTERMINALI, lo scarico delle acque è diretto al pozzetto 3 e successivamente al pozzetto 1, mentre nello schema di *destra*, presente nel PD, le acque convogliano prima nel pozzetto 3 ma successivamente al pozzetto 2, al quale sono collegate anche le tubazioni che servono la centrale antincendio, qui non schematizzate.

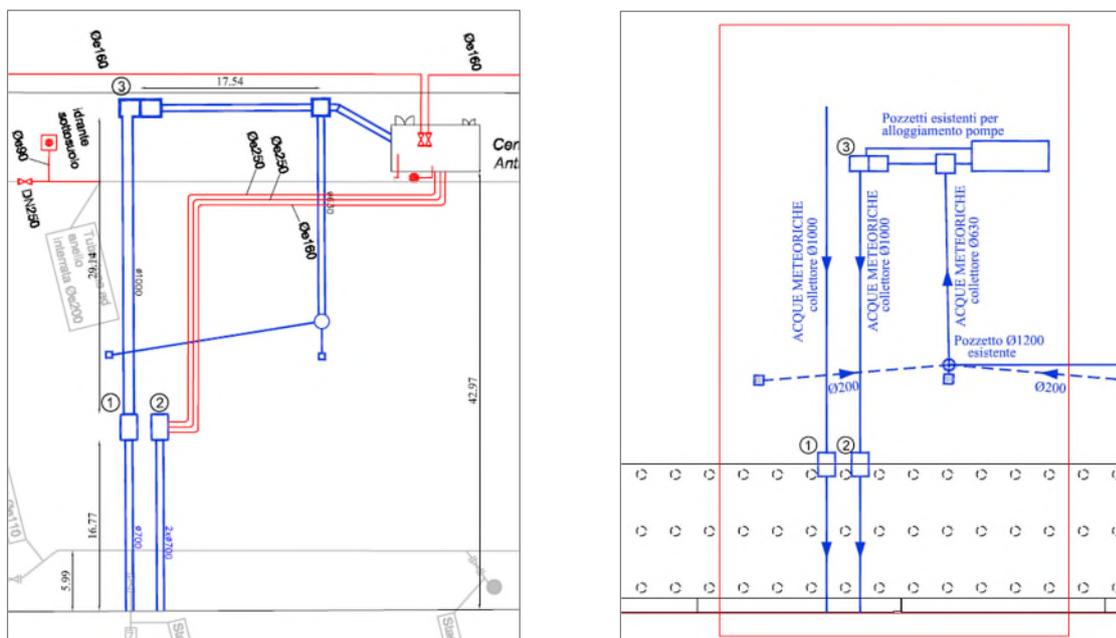


Figura 35 Confronto tra schema fornito da ITALTERMINALI e quello fornito nel PD

Per cercare di ovviare a questa ambiguità, si è sovrapposto lo schema dell'attuale rete antincendio con una recente ortofoto della banchina, scalando il disegno tecnico e adattandolo alle tracce degli scavi e dei pozzetti presenti nell'ortofoto (Figura 36).

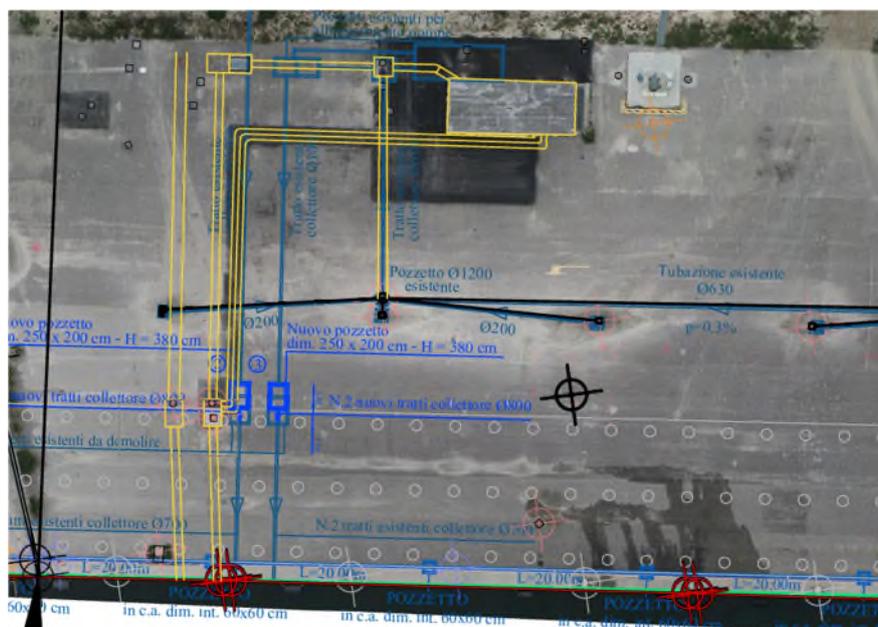


Figura 36 Sovrapposizione dello schema impiantistico all'ortofoto di banchina Trattaroli Nord

Si sono individuati i 2 pozzetti di scarico presenti sul piazzale e la traccia delle 3 tubazioni collegate alla centrale antincendio. Seguendo le tracce dei pozzetti e scavi sull'ortofoto è possibile ipotizzare il collegamento delle tubazioni di scarico (in giallo), che sembrano dunque seguire lo schema di *destra* in Figura 35. Questo risultato resta comunque un'*ipotesi*, anche se presumibilmente veritiera, in quanto i pozzetti sono stati individuati visivamente dall'ortofoto ma non sono stati battuti nei rilievi. Con lo spostamento previsto dei pozzetti di circa 12,15 m, queste tubazioni dovranno essere accorciate e collegate ai nuovi pozzetti d'ispezione.

Per quanto riguarda l'andamento planimetrico previsto per le nuove reti antincendio e di servizi presentate nel PD ("1114.STR.07.06 - Planimetria sottoservizi e impianti"), si sono trovate soluzioni alternative a quelle descritte in questi documenti.

In particolare, per permettere l'accessibilità alle reti impiantistiche, queste non passeranno più vicino alla trave di banchina (ad eccezione dei cavidotti per predisposizione elettrica) ma verranno spostate al di fuori della soletta strutturale in cls armato prevista in progetto. In corrispondenza degli idranti e degli allacci all'acqua potabile verranno realizzati degli stacchi dalle reti principali verso la trave di coronamento, di lunghezza rispettivamente di 11 m per l'antincendio e di 9 m per l'idropotabile.

6 RISOLUZIONE DELLE CRITICITA'

6.1 SOLUZIONI TECNICHE STRUTTURE

6.1.1 Prestazioni richieste per l'adeguamento

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

- Fondale operativo -14,50 m su l.m.m.;
- Fondale di calcolo -15,00 m su l.m.m.;
- Quota piazzali +2,27 / +1,97 m su l.m.m.;
- Quota Trave +2,32 m su l.m.m.;
- Quota piazzali +2,27 / +1,97 **m su l.m.m.** (conforme piazzali esistenti retrostanti);
- Sovraccarico **60 kPa (Cat. E secondo NTC2018)**;
- Gru utilizzo di gru semoventi (le caratteristiche specifiche sono indicate al paragrafo delle azioni)
- Bitte da 1000 kN ad interasse 25 m; Bitte da 1000 kN ad interasse 25 m;
- Nave di progetto da 100.000 t (*molto grande* ai sensi della definizione delle NTC 2018).

- Azione sismica:
Classe d'uso III
Vita nominale 50 anni
Coefficiente di compartecipazione dei carichi $\psi_{2,i}=0.8$

6.1.2 Soluzione progettuale PD

Il progetto Definitivo prevede, per l'adeguamento della banchina Trattaroli Nord, l'inserimento di una platea su pali e contestuale collegamento con il palancolato ed alla trave di coronamento esistenti, l'inserimento di nuovi tiranti con bulbo jet iniettato armato con barre tipo Dywidag $\phi 47$ interasse 3,58 m e lunghezza totale 32 m intestati alla platea in corrispondenza dell'ultima fila di pali. I pali previsti a progetto sono del tipo trivellato di diametro 1000 mm su tutte e tre le file intestati a quota -35 m s.l.m.m. I pali hanno interasse 6 m nella direzione terra-mare e 3,58 m lungo lo sviluppo longitudinale della banchina. I tiranti esistenti contribuiscono alla resistenza della banchina.

Di seguito si riportano la planimetria e la sezione del progetto Definitivo.

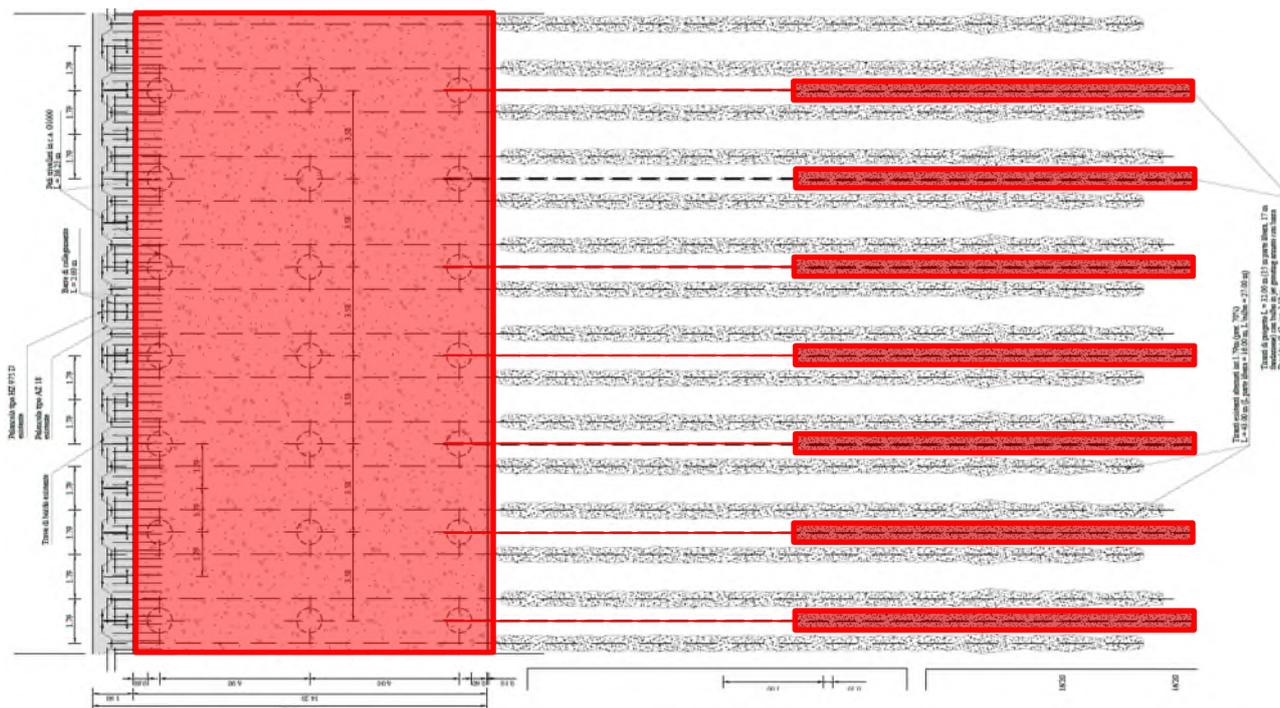


Figura 37 – Trattaroli Nord – Progetto Definitivo – Planimetria intervento

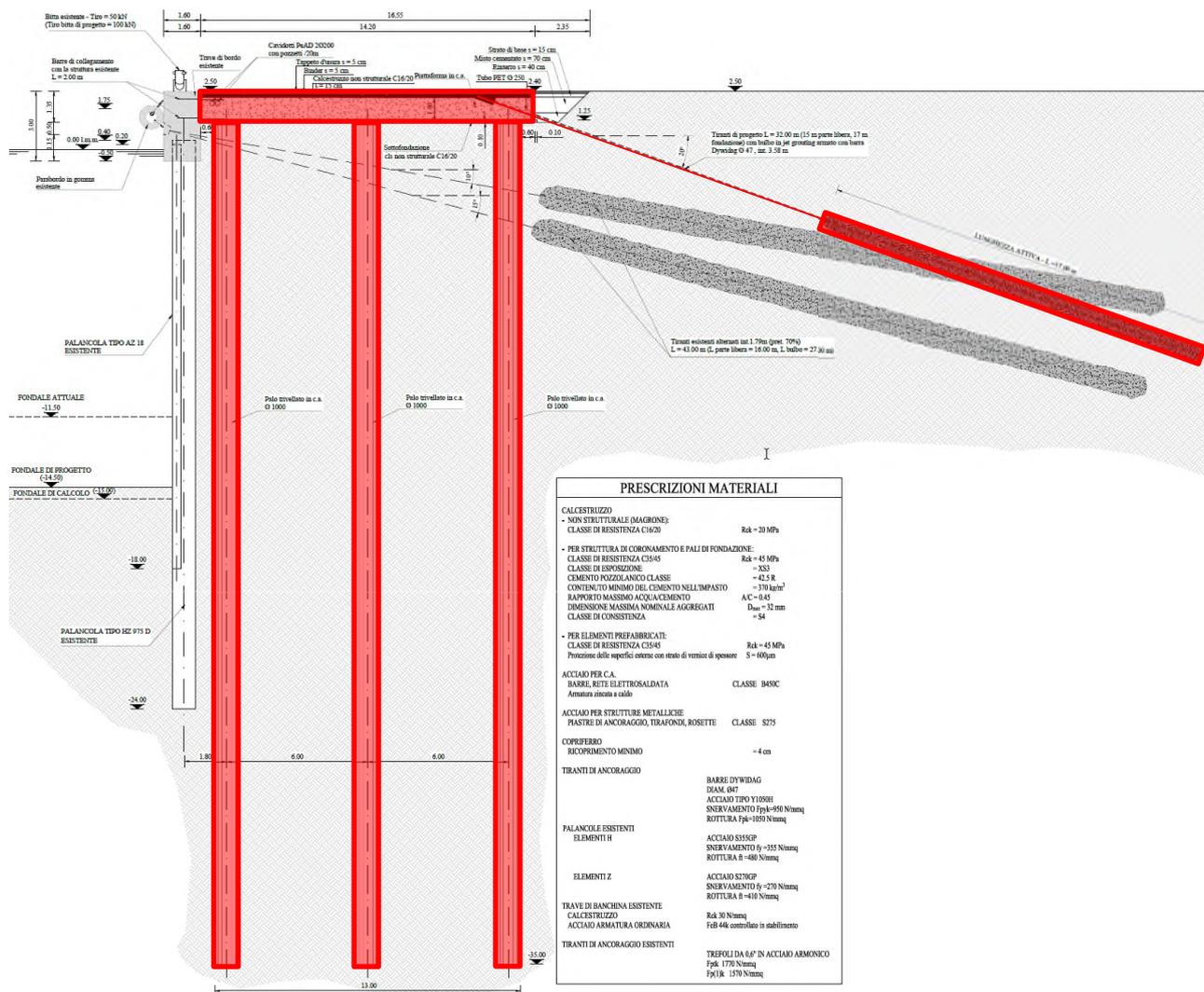


Figura 38 – Trattaroli Nord – Progetto Definitivo – Sezione intervento

6.1.3 Interferenze e criticità operative connesse alle strutture

La realizzazione dell'intervento descritto nel Progetto Definitivo prevede alcune criticità riscontrate durante l'analisi del progetto, oltre a quanto già riscontrato e seguito dei rilievi e delle indagini eseguite, e descritte nei precedenti paragrafi.

Le criticità di carattere progettuale sono le seguenti:

Pali trivellati prima fila

Nel PD i pali della prima fila sono posti ad una distanza relativamente all'asse strutturale pari ad 1,80 m da quella del palancoato esistente frontale. Questo significa avere una distanza fisica tra le strutture pari a 70-80 cm che secondo la scrivente è molto ristretta.

Infatti, in fase di vibroinfissione del lamierino eventuali sollecitazioni impulsive indotte alla struttura combinata in acciaio di cui non si conoscono le caratteristiche meccaniche residue, potrebbero pregiudicarne la stabilità. Nelle soluzioni di PE si intende per tale motivo predisporre una distanza minima di 1,5 m tra le strutture al fine di evitare o quanto meno limitare qualsiasi interazione tra le stesse.

Liquefazione dello strato sabbioso

La relazione generale di sintesi al capitolo 5.0 descrive gli approfondimenti relativi al potenziale di liquefazione dell'unità S elaborati a seguito dei risultati delle indagini integrative eseguite dal G.C..

In particolare l'approccio utilizzato nell'elaborazione delle soluzioni di cui al progetto esecutivo tiene conto dell'incremento di sovrappressioni neutre agenti sul paramento di banchina in combinazione post-sismica, considerando una riduzione dell'angolo d'attrito per il solo strato sabbioso potenzialmente liquefacibile.

Fasi costruttive

La struttura durante le fasi transitorie di realizzazione dei pali e del solettone risulta sempre mantenuta collegata ai tiranti esistenti. Inoltre, recuperando la trave di banchina non si prevede l'annullamento di nessuno dei tiranti che pertanto rimangono in funzione.

La criticità maggiore si riscontra nella eventuale interferenza tra gli stessi ed i pali di nuova realizzazione, nonché tra i tiranti nuovi e quelli esistenti come precedentemente ravvisato.

Si ravvisa la criticità di alcuni pali posizionati come nel PD in corrispondenza dei giunti dove potrebbero interferire con i tiranti in quanto localmente il passo degli stessi viene modificato. Inoltre, anche nell'angolo di risvolto lato banchina Lloyd la sistemazione planimetrica non è come da PD e quindi l'ubicazione dei pali deve essere modificata.

Nella seguente tabella si riassumono quindi le principali criticità riscontrate nella banchina Trattaroli Nord e le soluzioni rispetto al PD:

Criticità	Progetto Definitivo	Progetto Esecutivo
Quota altimetriche	Quote stato di fatto non corrette e quota di progetto (+2,50m) che non tiene in considerazione la quota del piazzale retrostante fuori dall'intervento in oggetto più bassa. La trave di coronamento esistente indicata alla +2,50m	Quota rilevata compresa tra +1,97m e +2,27m. L'estradosso trave risulta alla +2,34m. Per questo aspetto e per raccordarsi con i piazzali esistenti fuori dall'intervento in oggetto è stato necessario abbassare il solettone di circa 55 cm.
Pali prima fila	Distanza ristretta tra palo e palancoato esistente. Possibili	Spostamento della prima fila di pali di circa 1 m verso terra in

	sollecitazioni impulsive indotte alla struttura combinata e probabile interferenza con vecchia struttura di banchina	soluzione, portando la distanza interassiale tra le strutture da 1,8m a 2,8m.
Pali interferenti con tiranti esistenti	Nel PD i pali erano stati posizionati ad interasse di 3,58 m e non risultavano interferenti con i tiranti esistenti	Nel PE a seguito del nuovo rilievo dei tiranti esistenti e considerando il passo diverso in prossimità dei giunti, esiste la possibilità per n°4 pali di interferire con i tiranti esistenti. Il passo dei pali non viene modificato.
Conformazione strutturale pali e tiranti sul risvolto	In prossimità del cambio di direzione del filo banchina si riscontra la possibilità dell'interferenza tra i tiranti esistenti e i nuovi pali secondo quanto previsto da PD.	Nel PE è stata ristudiata la posizione dei pali in quella zona. Inoltre per effetto di tali interferenze è nata l'esigenza di inserire un tirante con angolo di inclinazione differente per ovviare l'interferenza con quelli esistenti
Pozzetti scarico/presa a mare	Nel PD era previsto uno spostamento relativo dei pozzetti perché interferenti con la nuova struttura. La posizione dei pozzetti e dei tubi non era stata correttamente rilevata	Nel PE a seguito di rilievi più accurati nasce l'esigenza di spostare di diversi metri i pozzetti verso terra per evitare interferenze con tiranti esistenti e di nuova progettazione.
Predisposizione per impianto antincendio e acqua potabile	La riservazione degli impianti così prevista nel PD passare all'interno del solettone in c.a risulta complicata e non completamente secondo normativa.	Nel PE la riservazione è stata modificata e fatta passare a tergo ad una profondità di 80 cm per essere sempre ispezionabile come da normativa. Rimangono comunque i pozzetti in banchina previsti con degli stacchi ortogonali in direzione del filo banchina.
Torre faro	Nel PD non è stata ravvisata l'interferenza della fondazione della torre faro con le nuove strutture	Nel PE si è studiato lo spostamento della torre faro e della conseguente linea di alimentazione. Lo spostamento prevede la demolizione della fondazione esistente e la creazione di una nuova fondazione a circa 10 m.

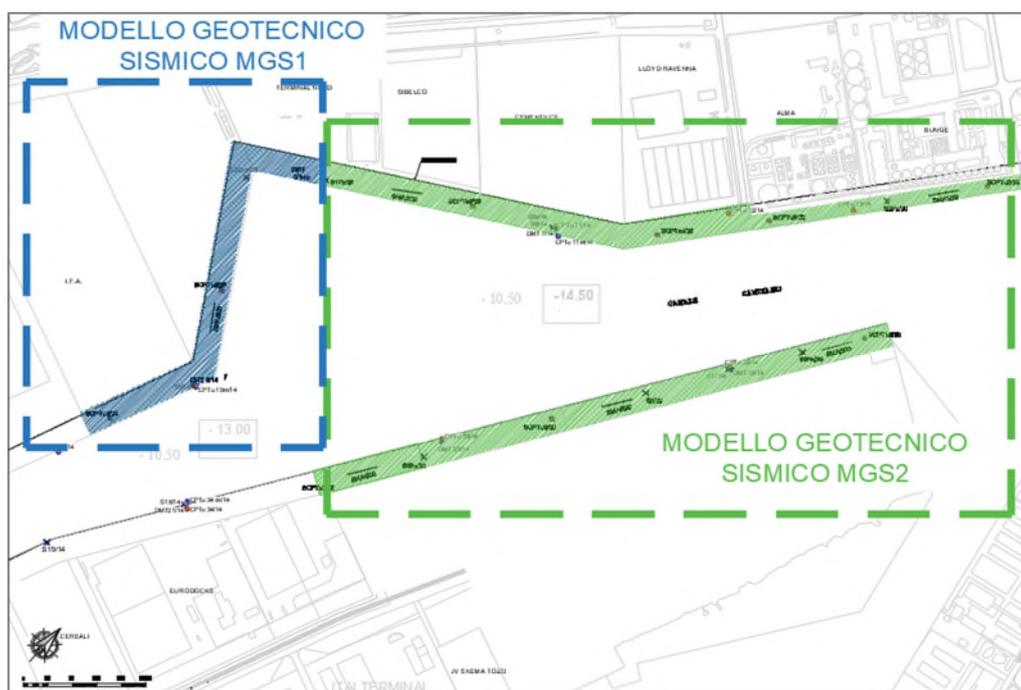
Liquefazione strato sabbioso	Criticità connesse al potenziale di liquefazione dello strato S non considerato nelle analisi post sismiche	La soluzione progettuale proposta tiene conto del comportamento in condizioni post-sismiche considerando la parziale liquefazione dello strato S
------------------------------	---	--

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	γ/γ' [kN/m ³]	ν [-]	OCR [-]	C_c [-]	C_R [-]	c_v [m ² /s]	ϕ'_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 Δu 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 Δu sono:

- 17,5 KPa per modello MGS1

- 12,5 KPa per modello MGS2

I valori di Δu 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 Trattaroli Nord

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]
R	Incoerente	2	-1,5
P	Coesivo	-1,5	-3,5
S	Incoerente	-3,5	-9
M1	Coesivo	-9	-19
M2	Coesivo	-19	-25
T	Incoerente	-25	-26
A1	Coesivo	-26	-28
A2	Incoerente	-28	-31
A1	Coesivo	-31	-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.]	γ/γ' [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	ψ_k [°]	c'_k [kPa]	R_f [-]	E_{50} [MPa]	E_{oed} [MPa]	E_{ur} [MPa]	m [-]	p_{ref} [kPa]	OCR [-]	ν [-]
R	Incoerente	2	-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	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	117	1	0,30
T	Incoerente	-25	-26	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	112	-	0,25
A1	Coesivo	-26	-28	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	143	1	0,30
A2	Incoerente	-28	-31	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	129	1	0,25
A1	Coesivo	-31	-35	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	162	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

La soluzione strutturale per l'adeguamento dell'opera è stata studiata considerando che la struttura esistente è recente, piuttosto robusta ed in ottimo stato di conservazione. Si è quindi optato per la costruzione di una piattaforma di scarico su pali, ancorata a tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato. Tale soluzione permette di limitare l'impegno delle strutture esistenti (palancolato di banchina e tiranti di ancoraggio) trasferendo i carichi di superficie in profondità ed incrementando le capacità resistenti del sistema ai carichi orizzontali.

La soluzione prevede in sintesi:

- tre allineamenti di pali $\varnothing 1000$ estesi fino a -35 m da l.m.m. (da +0,80 a -35,45 m da l.m.m.), alla distanza di 2,80, 8,30 e 13,80 m dall'asse del palancolato metallico e ad interasse di 3,58 m tra le file (in direzione longitudinale);
- solettone di ripartizione in calcestruzzo armato, al di sopra dei pali (tra +0,80 e +1,80 m su l.m.m.), di larghezza pari a 14,20 m a tergo della trave sommitale esistente ed altezza pari a 1,00 m;
- ancoraggio integrativo lato terra, a partire dalla terza fila di pali lato terra, di lunghezza 32 m, inclinazione 20° sull'orizzontale, con 15 m di parte libera e 17 m di fondazione, armato con barra autoperforante $\varnothing 90$ ed interasse 3,58 m; il bulbo di fondazione realizzato con un trattamento coassiale in jet grouting.

Le fasi di realizzazione dell'intervento sono indicativamente le seguenti:

- ribasso dei piazzali fino a +0,70 m su l.m.m.;
- realizzazione dei pali trivellati;
- realizzazione del solettone;
- realizzazione nuovi ancoraggi;
- ripristino piazzali;
- escavo alla profondità di progetto.

In merito alla scelta della tecnologia dei tiranti si evidenzia che, come rappresentato negli elaborati progettuali e nelle proposte allegate alla risoluzione delle criticità, si è privilegiato l'utilizzo di tiranti con barre cave autoperforanti e bulbo in jetting immerso nello strato sabbioso (S) ove assente il trattamento con formazione di colonne di ghiaia.

Nelle successive figure è mostrata la planimetria e le sezioni tipologiche di progetto della banchina adeguata.

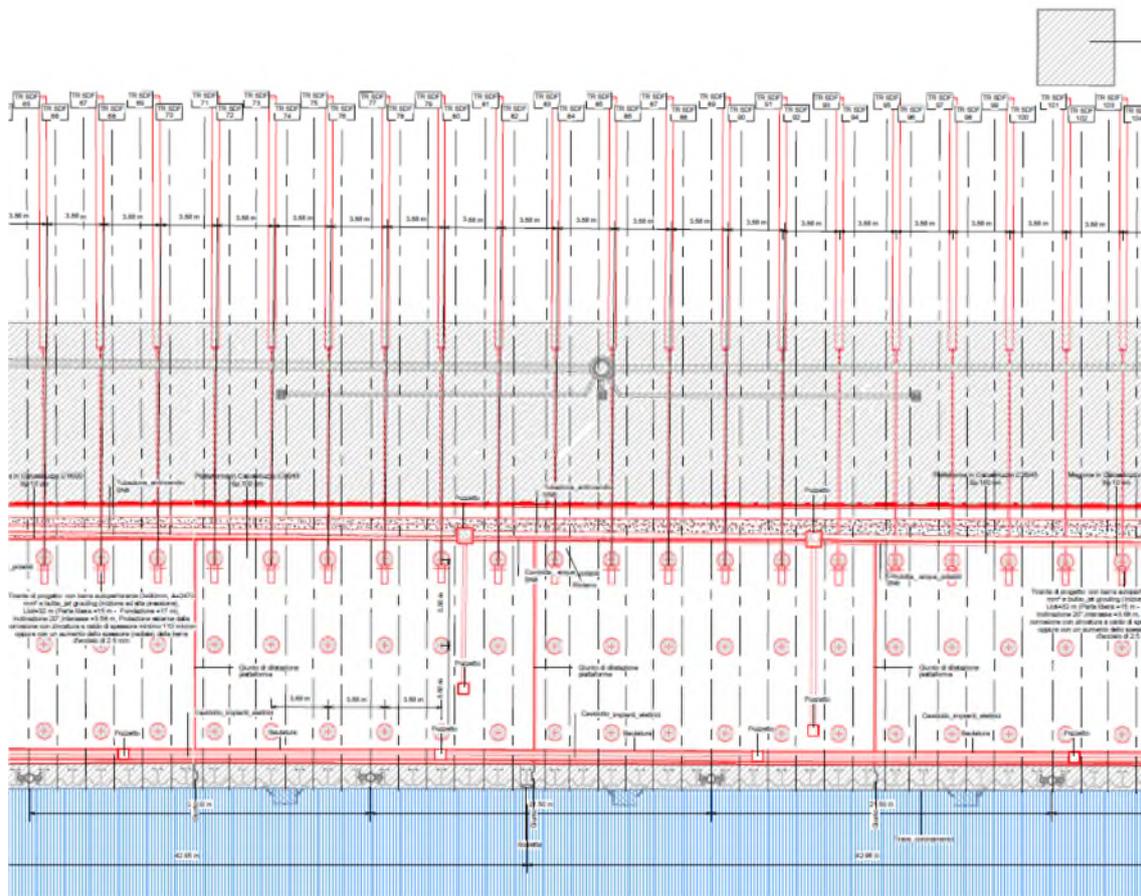


Figura 39 – Planimetria adeguamento della banchina TRATTAROLI NORD

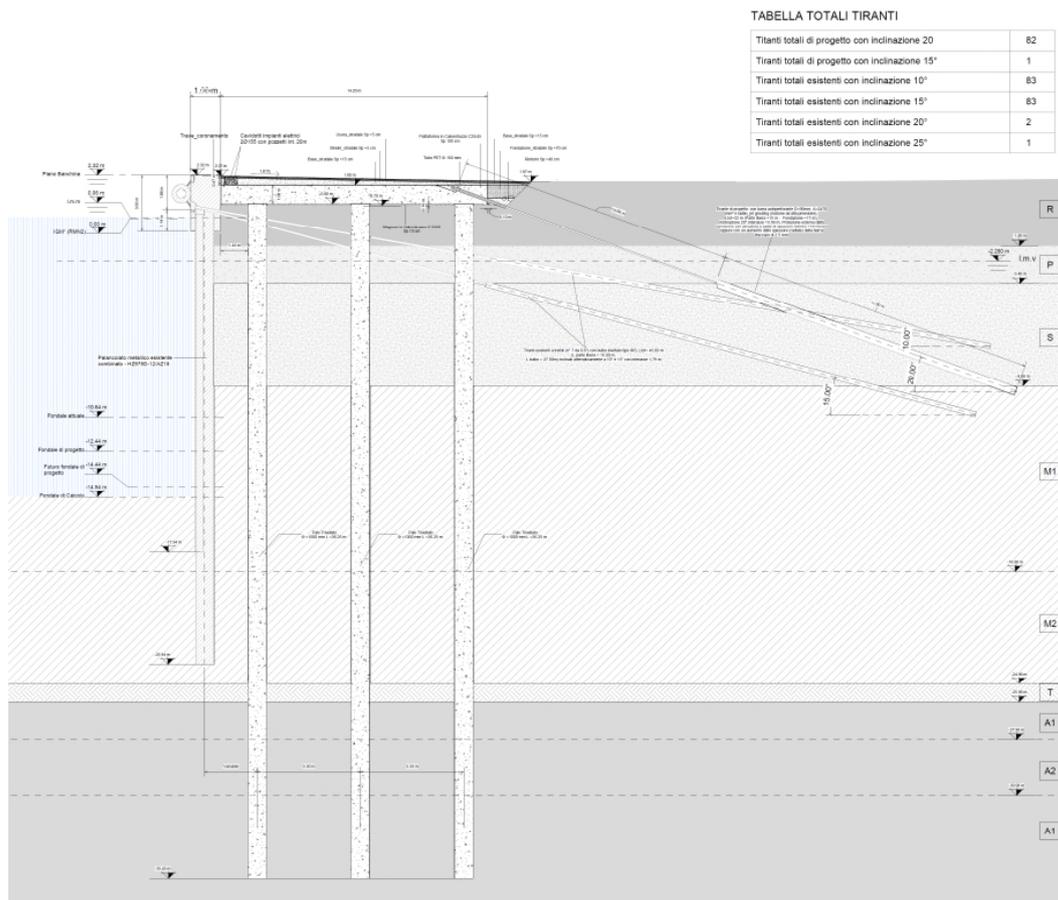


Figura 40 – Sezione adeguata della banchina TRATTAROLI NORD con tiranti a 20° sull'orizzontale

L'intervento prevede il riutilizzo dei tiranti esistenti, recentemente realizzati con tutti i dispositivi di protezione oggi richiesti. In ogni caso, considerata l'importanza che il vincolo sommitale riveste sulla staticità dell'opera si prevede l'esecuzione di una prova speciale di controllo su **3 ancoraggi esistenti**. Tale prova consiste nella:

- Misura del tiro presente sugli ancoraggi;
- Verifica dell'integrità dei trefoli della zona sotto piastra;
- Verifica della capacità dei cunei di bloccaggio di sostenere in sicurezza i trefoli.

La prova speciale di verifica dell'idoneità degli ancoraggi esistenti consiste nella valutazione del tiro presente sugli ancoraggi tramite una "**prova di detensionamento**" e nella verifica della capacità dei cunei di bloccaggio di sostenere in sicurezza i trefoli tramite una "**prova di trazione**". Inoltre, si procederà ad un controllo visivo dell'integrità dei trefoli con particolare attenzione alla zona sotto piastra.

Per compiere questo tipo di verifica si prevede di attuare la seguente procedura (Figura 41):

- scavo per portare alla luce il tirante a tergo della trave (**fase 2**);
- scopertura dei trefoli (**fase 3**);
- installazione di estensimetri resistivi miniaturizzati su un filo di un trefolo tramite colla cianoacrilica su supporto adeguatamente pulito e sgrassato (**fase 4**);
- esecuzione del taglio del filo mediante micro-troncatrice elettrica con misura dell'accorciamento all'estensimetro da cui ricavare il tiro sul trefolo (**fase 5a**);
- apertura della nicchia di testata e ispezione del sistema di bloccaggio (**fase 5b**);

- sfilamento del trefolo dalla testata con il relativo sistema di bloccaggio senza disattivare bussola e morsetti (**fase 6**);
- ripristino dell'ancoraggio tramite montaggio manicotti di giunzione trefolo, posizionamento trefolo di prolunga, posa in opera di piastra, bussole e morsetti e tesatura del sistema (**fase 7**).

Due trefoli sfilati con il relativo sistema di bloccaggio bussola-morsetti verranno inviati ad un laboratorio di prova sui materiali da costruzione per l'esecuzione di una prova di trazione. La prova sarà spinta fino al raggiungimento della rottura del trefolo o fino allo sfilamento dello stesso dal sistema di bloccaggio. L'esito della prova è da considerarsi soddisfacente quando il sistema di bloccaggio costituito da bussola e morsetti è in grado di trattenere il trefolo fino alla sua rottura.

L'ispezione visiva, da attestare tramite relativa fotografia, permetterà di valutare lo stato di conservazione del trefolo nel tratto sotto piastra, particolarmente critico per l'affidabilità del sistema di ancoraggio nel suo complesso.

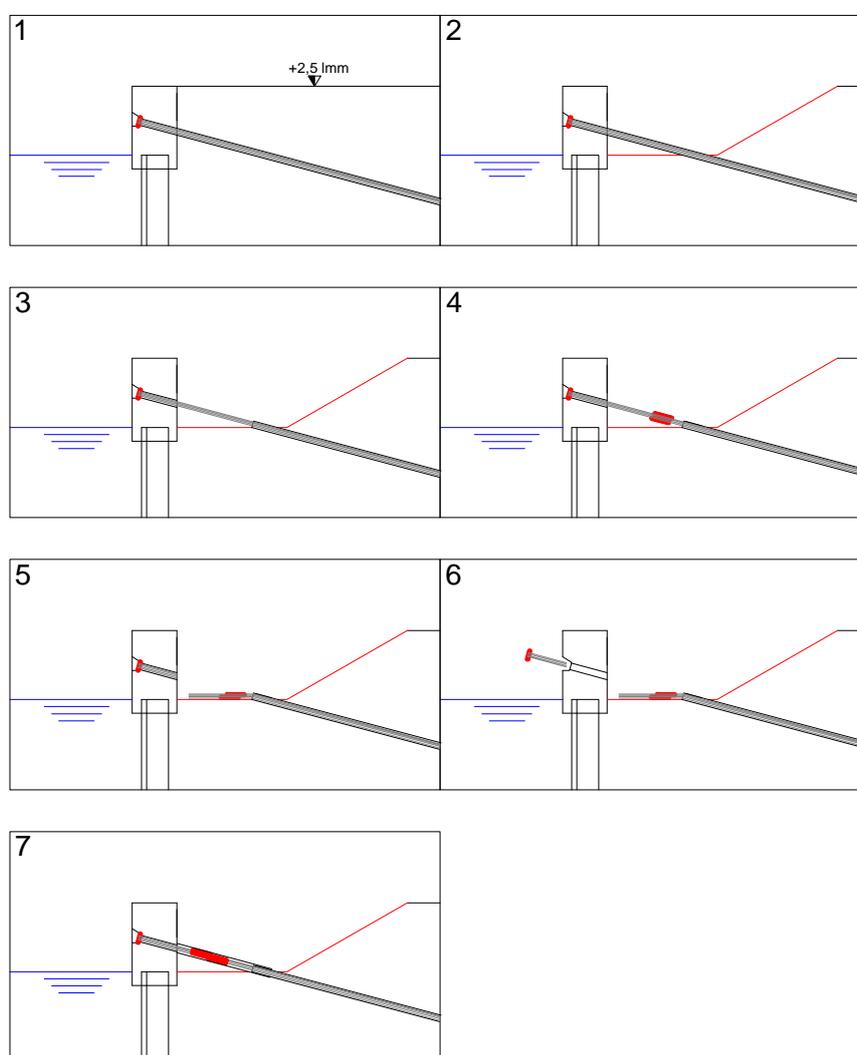


Figura 41 – Procedura per prova speciale di idoneità sui tiranti di ancoraggio

8.1 CRITERI DI PROGETTO

Generale	<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.</p> <p>Per quanto non specificato si fa riferimento alla normativa BS 6349.</p>																
Struttura di banchina	<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>G_1 pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua</p> <p>G_2 pesi propri degli elementi non strutturali</p> <p>Q accidentali</p> <p>P precompressione</p> <p>A_d azioni eccezionali (urto imbarcazioni)</p> <p>E 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 E) per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1" data-bbox="539 1608 911 1774"> <tr> <td>Banchina</td> <td>D</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{0,j}$</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{1,j}$</td> <td>0,9</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{2,j}$</td> <td>0,8</td> </tr> </table> <p>per accidentali gru per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1" data-bbox="539 1848 911 2009"> <tr> <td>Banchina</td> <td>D</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{0,j}$</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{1,j}$</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{2,j}$</td> <td>0,6</td> </tr> </table>	Banchina	D	Coeff. $\Psi_{0,j}$	1,0	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,9	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,8	Banchina	D	Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,7	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,7	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,6
Banchina	D																
Coeff. $\Psi_{0,j}$	1,0																
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,9																
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,8																
Banchina	D																
Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,7																
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,7																
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,6																

	<p>per accidentali orizzontali di impalcato (carichi di ormeggio) e carichi da vento per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1" data-bbox="536 338 911 506"> <tr> <td>Banchina</td> <td>D</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{0,j}$</td> <td>0,6</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{1,j}$</td> <td>0,2</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{2,j}$</td> <td>0,0</td> </tr> </table> <p>per accidentali dovuti alla neve per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1" data-bbox="536 577 911 745"> <tr> <td>Banchina</td> <td>D</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{0,j}$</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{1,j}$</td> <td>0,2</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{2,j}$</td> <td>0,0</td> </tr> </table>	Banchina	D	Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,6	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,2	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,0	Banchina	D	Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,5	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,2	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,0
Banchina	D																
Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,6																
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,2																
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,0																
Banchina	D																
Coeff. $\Psi_{0,j}$	0,5																
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,2																
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,0																
<p>Fondazioni su pali</p>	<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"> - 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. - 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. - 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 ($E_d < R_d$). - Per le verifiche SISMICHE le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.5.3.2. 																
<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"> - 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 																

	<p>sollevamento; sifonamento del fondo scavo; instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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. <p>Accertando che la condizione ($E_d < R_d$) 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 γ_r del gruppo R1 pari all'unità.</p> <p>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"> - 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. - Per le verifiche SISMICHE le paratie devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.6.3
Stabilità globale	<ul style="list-style-type: none"> - 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. - 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 $\gamma_R = 1.2$.

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”

8.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

8.3.1 Calcestruzzo nuove strutture

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 CI 0,20

COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 Circ. 21/01/2019		
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 :	50	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:	0	mm
Incremento per classe C.A. $C < C_{min}$:	0	mm
Copriferro minimo di progetto:	55	mm

COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 Circ. 21/01/2019		
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:	Elementi a piastra	
Vita nominale V_N :	50	anni
Tolleranza di posa:	10	mm
Copriferro minimo tabella C4.1.IV:	40	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni:	10	mm
Decremento per controllo qualità:	0	mm
Incremento per classe C.A. $C < C_{min}$:	0	mm
Copriferro minimo di progetto:	50	mm

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 $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ctk}^{2/3} = 3.35 \text{ MPa}$
 - 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 Calcestruzzo strutture esistenti

Per le strutture esistenti, a seguito delle prove effettuate in occasione del progetto esecutivo, è possibile considerare un calcestruzzo con caratteristiche simili a quelli nuovi del paragrafo precedente.

8.3.3 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_{gtk}	$\geq 7.5 \%$
Rapporto $k=f_t/f_y$	$1.15 < k < 1.35$
Rapporto $f_y/f_{y,nom}$	≤ 1.25

A seguito delle prove effettuate in occasione del progetto esecutivo, è possibile considerare un'armatura con caratteristiche uguali a quelle sopracitate.

8.3.4 Acciaio per palancole esistenti

Il banchinamento esistente è costituito da un palancole metallico combinato tipo HZ975D-12-14/AZ18 della ArcelorMittal. Come si evince dai certificati di conformità degli acciai (Figura 5), i pali principali HZ sono realizzati in acciaio tipo S355GP, mentre le palancole intermedie AZ sono realizzate in acciaio tipo S270GP, le cui caratteristiche di resistenza sono le seguenti:

- Pali principali HZ – Acciaio tipo S355GP:
 - o Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
 - o Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 480 \text{ N/mm}^2$

- Palancole intermedie – Acciaio tipo S270GP:
 - o Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 270 \text{ N/mm}^2$
 - o Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 410 \text{ N/mm}^2$

Tali valori sono simili a quelli riportati nella relazione di calcolo:

- Pali principali HZ – Acciaiotipo Fe510 (S355GP):
 - o Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
 - o Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 490 \text{ N/mm}^2$
 - o Allungamento percentuale a rottura: $A_{gt} \geq 22\%$

- Palancole intermedie – Acciaio tipo Fe430 (S270GP):
 - o Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
 - o Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 410 \text{ N/mm}^2$
 - o Allungamento percentuale a rottura: $A_{gt} \geq 22\%$

Ai fini delle verifiche, si farà pertanto riferimento ai valori teorici delle caratteristiche degli acciai dichiarati nei certificati di conformità del produttore utilizzando i coefficienti di sicurezza di normativa.

8.3.5 Acciaio per barre autopерforanti

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti a barre autopерforanti di diametro nominale $\Phi 90/70$ ($A_{min} = 2470 \text{ mm}^2$), secondo UNI EN 14490, lunghezza 32 m, inclinazione 20° 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 autopерforanti 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.

8.3.6 Miscela cementizia per bulbo di ancoraggio

Durante la perforazione ed installazione della barra

Miscela fluida con rapporto acqua/cemento prossimo a 1.

Cementazione definitiva

La miscela cementizia deve essere realizzata con rapporto acqua/cemento compreso tra 0,4 e 0,55 nel rispetto di quanto riportato in UNI EN 4490:2010.

La classe di resistenza a compressione minima deve essere C20/25.

8.3.7 Acciaio per tiranti esistenti

I tiranti esistenti sono realizzati con tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato tipo IRS, armati con 7 trefoli da 0,6" (area complessiva di 1.987 mm²) con 16 m di parte libera, 27 m di fondazione, inclinati alternativamente a 10° e 15° sull'orizzontale con interasse di 1,79 m.

Le caratteristiche di resistenza degli acciai in trefoli ricavate dalla relazione di calcolo del progetto sono le seguenti:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{ptk} \geq 1.770 \text{ N/mm}^2$

tensione caratteristica di rottura all'1% di deformazione totale: $f_{p(1)k} \geq 1.570 \text{ N/mm}^2$

8.4 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO

La funzionalità delle opere e il rispetto delle previsioni del modello numerico dovranno essere accertati mediante controlli sul comportamento delle strutture, da eseguire sia in corso di costruzione che in fase di collaudo e di esercizio. In ogni caso per la banchina Trattaroli Nord sono previste due sezioni di monitoraggio, ognuna costituita dagli elementi descritti nel seguito.

Ogni sezione di monitoraggio è composta da un tubo inclinometrico spinto fino a 40 m di profondità e da due celle toroidali per il monitoraggio della forza di trazione sugli ancoraggi (1 cella sul tirante esistente e 1 cella per il nuovo tirante). Il tiro agli ancoraggi sarà acquisito in continuo tramite apposito datalogger.

Inoltre è previsto un monitoraggio topografico della trave di banchina (un target ogni 20 m).

Tabella 3. strumentazione di monitoraggio installata per la banchina Trattaroli Nord

Monitoraggio Topografico	Monitoraggio inclinometrico	Monitoraggio con cella toroidale
Spost. trave di banchina	Deformazione Palancolato	Tiro ancoraggi
1 Target /20m	2 tubi	4 Celle +

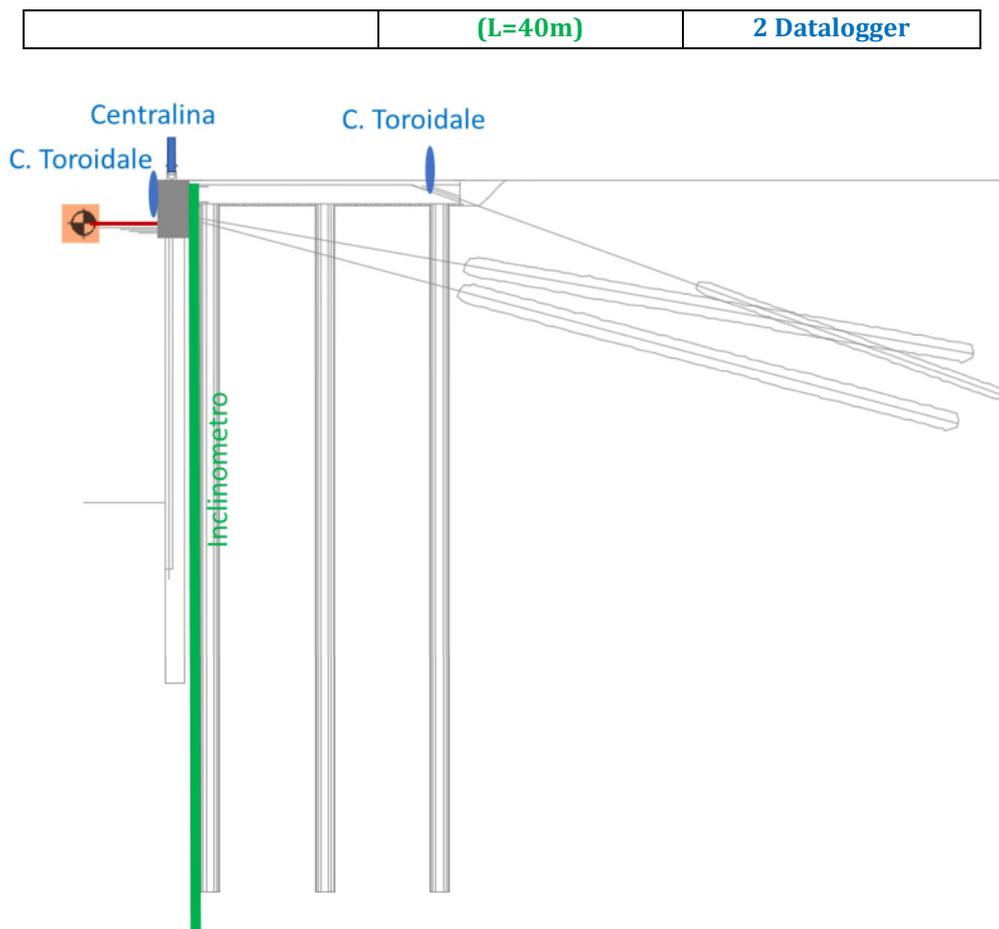


Figura 42 – Sezione tipo di monitoraggio

Per quanto riguarda le prove sui tiranti esistenti si prevede l'esecuzione di una prova speciale di controllo su **3 ancoraggi esistenti**, come indicato al rispettivo paragrafo.

In conclusione il sistema di monitoraggio previsto permetterà di valutare il comportamento dell'opera nel corso delle più importanti fasi di costruzione e di messa in esercizio.

Un vero e proprio collaudo delle strutture di banchina, in accordo alle prescrizioni che verranno date dal Collaudatore, potrà essere realizzato attraverso l'escavo di un tratto di canale fino a raggiungere i fondali di progetto, congiuntamente all'applicazione dei carichi di banchina previsti in esercizio. In questo caso, la presenza di strumenti di misura degli assestamenti e dei tiri, unitamente ai dati sperimentali acquisiti in precedenza consentirà di valutare la risposta dell'opera alle sollecitazioni imposte durante il collaudo e pertanto la funzionalità dell'opera in relazione alle prestazioni richieste dal Committente.

9 SOLUZIONI IMPIANTISTICHE

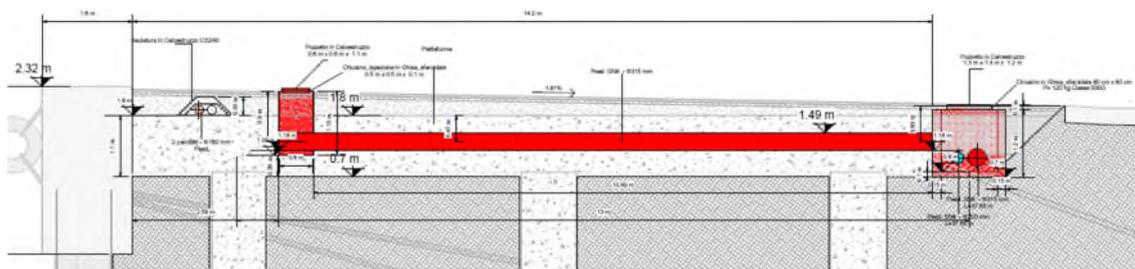
Come riportato in precedenza nel paragrafo 5.6.2, le soluzioni impiantistiche utilizzate nel PE differiscono sostanzialmente da quelle nel PD. Queste soluzioni permettono di non interferire con le opere strutturali in progetto e consentono l'accessibilità alle diverse parti degli impianti. Le modifiche sono descritte nei successivi paragrafi.

9.1 RISERVAZIONE IMPIANTO ANTINCENDIO E ACQUA POTABILE

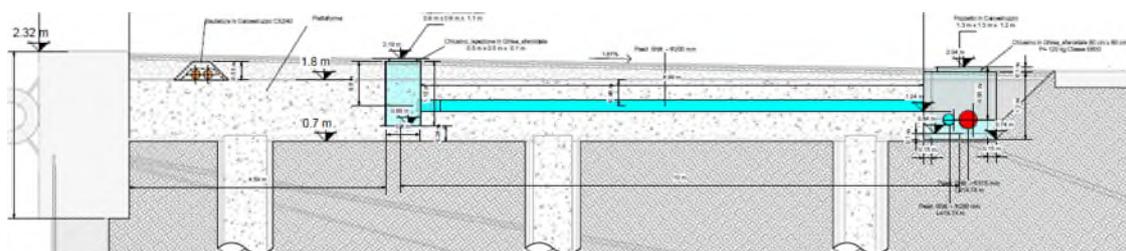
Per consentire l'accessibilità e l'ispezionabilità di queste predisposizioni di rete, viene fatta una sostanziale modifica rispetto a quanto previsto nel progetto definitivo. Infatti, le due tubazioni ora corrono al di fuori della soletta strutturale in calcestruzzo e non sono più inglobate al suo interno. Per consentire comunque l'allacciamento alla rete di acqua potabile e il posizionamento degli idranti in prossimità della trave di coronamento, verranno realizzati, ad interasse variabile in funzione della posizione dei nuovi pali in cls trivellati, dei pozzetti di stacco dalla rete principale di dimensioni 100x100 cm e altezza interna 120 cm, dai quali partiranno dei tratti di rete terminali che, attraversando la soletta in cls armato, termineranno in pozzetti di dimensioni 60x60 cm e altezza interna 115 cm, previsti per idranti sottosuolo UNI 70 o allacciamenti alla rete idropotabile.

Essendo le reti a progetto parallele, i pozzetti di stacco dovranno garantire un interasse massimo di 60 m tra due idranti e allo stesso modo sarà previsto un interasse massimo di 60 m tra gli stacchi per l'acqua potabile. Dai pozzetti si dirameranno quindi in alternanza delle tubazioni terminali dell'impianto acqua potabile/antincendio e questi avranno tra di loro interasse variabile tra un minimo di 9,85 m ed un massimo di 38,85 m, in grado di garantire gli interassi prescritti per ciascun impianto ed evitare le interferenze con gli interventi strutturali.

Si precisa che verranno realizzati anche due pozzetti per la predisposizione di attacchi UNI 125 F per attacco della motobarca dei VV F. Questi pozzetti avranno dimensioni 100x200 cm, altezza interna di 115 cm e verranno posizionati, così come per gli idranti sottosuolo UNI 70, ad una distanza di 11 m dalla rete principale verso la trave di banchina.



Sezione tipo – predisposizione stacco per idrante sottosuolo



Sezione tipo – predisposizione per allaccio acqua potabile

Nella realizzazione dell'arretramento dei pozzetti di scarico a mare delle vasche di prima pioggia, bisognerà tenere in considerazione anche la modifica (accorciamento) delle tubazioni che da questi pozzetti prelevano l'acqua dal canale Candiano che consente di alimentare la centrale antincendio. Queste tubazioni sono state realizzate contestualmente alla centrale di pressurizzazione dell'impianto nel 2018: si tratta di due condotte di pescaggio in acciaio INOX di diametro esterno pari a 250 mm e una tubazione di scarico dell'impianto con diametro esterno di 160 mm.

9.2 IMPIANTO SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

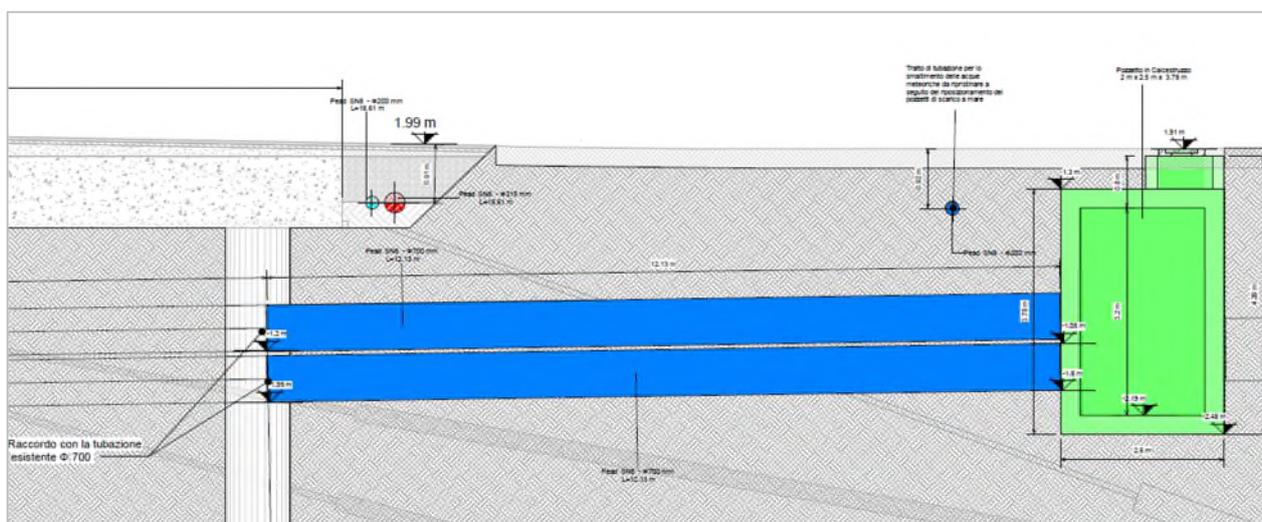
Gli interventi previsti a progetto per l'adattamento della rete di raccolta acque meteoriche sono diversi rispetto al PD e prevedono:

- Sostituzione di un tratto di tubazione terminale in PEAD DN 315 che attualmente scarica la quota parte di acque di pioggia che cadono sul piazzale adiacente la banchina Lloyd verso la rete di quest'ultima. A progetto è prevista la demolizione dell'attuale tubazione e la posa di un nuovo tratto, realizzato in PEAD corrugato a doppia parete, DN 400, rigidità anulare SN8, di lunghezza 16 m e pendenza dello 0,3%. Questo tratto collegherà il pozzetto attualmente esistente sulla banchina Trattaroli Nord ad un pozzetto di nuova realizzazione sulla banchina Lloyd, dal quale le acque defluiranno verso la vasca di prima pioggia nel piazzale retrostante alla banchina.
- Demolizione degli attuali pozzetti d'ispezione degli scarichi a mare. Verranno realizzati dei nuovi pozzetti d'ispezione di dimensioni esterne 250x200 cm, altezza esterna di 380 cm con un ricoprimento superficiale di circa 50 cm, ad una distanza di circa 12,15 m dalla loro posizione attuale verso l'entroterra. Questo spostamento permette di evitare l'interferenza con i nuovi tiranti strutturali a progetto. Di conseguenza, per ogni pozzetto, sarà necessario rimuovere 12,15 m di tubazione in PEAD DN 1000 in arrivo dall'area interna della banchina e prevedere 12,15 m aggiuntivi per ogni coppia di tubazioni PEAD DN 700 di scarico verso il canale Candiano, che saranno raccordati con gli attuali scarichi a mare che vengono mantenuti, composti per ciascun pozzetto da una coppia di tubazioni in PEAD corrugato a doppia parete DN 700 sovrapposte.

La realizzazione dei pozzetti d'ispezione e dei nuovi tratti delle tubazioni di scarico dovrà avvenire precedentemente alla realizzazione della nuova soletta strutturale in cls armato, perché gli scarichi passeranno al di sotto di quest'ultima.

Per garantire la posa dei nuovi tratti delle tubazioni DN 700 alla quota di progetto, sarà necessario rimuovere e successivamente riposizionare una caditoia e un tratto terminale di tubazione DN 200 in PVC facenti parte del sistema di raccolta delle acque di pioggia.

Per evitare risalita di acqua marina dai pozzetti d'ispezione all'interno delle tubazioni di scarico e verso le vasche di prima pioggia, dovranno essere installate sulla sezione terminale degli scarichi in PEAD DN 1000 delle valvole di non ritorno a clapet.



Sezione tipo – nuovo pozzetto d'ispezione e nuovo tratto scarichi a mare

10 ARREDI DI BANCHINA

Il coronamento della banchina Trattaroli Nord è dotato di arredi (bitte d'ormeggio e parabordi) volti a garantire l'ormeggio e l'accosto in sicurezza delle navi.

I parabordi sono di tipo cilindrico, di dimensioni 1,000x500x1,500 mm (D_{est} x D_{int} x lunghezza), e presentano una spaziatura di circa 21,50 m lungo il fronte banchina.

Le bitte d'ormeggio hanno capacità pari a 500 kN e sono disposte ad interasse tipico di 21,50 m.

Inoltre, lungo il fronte banchina sono previste alcune scalette di risalita con spaziatura pari a circa 43 m.

Nell'ambito del Progetto Definitivo non è stato previsto alcun tipo di intervento sulla trave di coronamento esistente, né la fornitura di nuovi arredi.

Tale evidenza trova conferma nel riscontro fornito dall'AdSP alla relazione sulle criticità delle banchine, nell'ambito della quale veniva sollevata l'eventuale necessità di sostituire le bitte lungo la banchina Trattaroli.

L' AdSP, infatti, ha confermato che attualmente non sono previsti né la sostituzione delle bitte d'ormeggio né interventi sulla trave di banchina esistente.

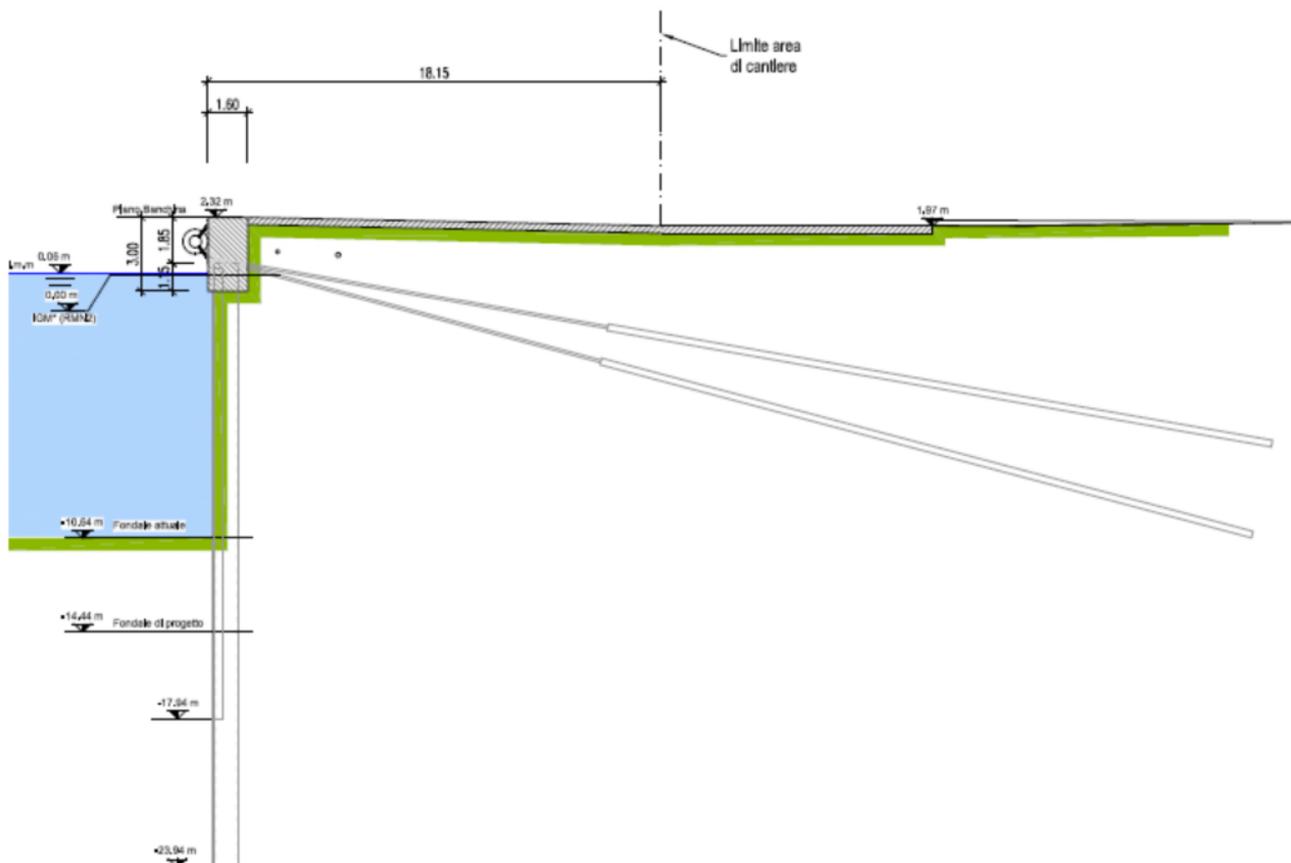
11 FASI COSTRUTTIVE CRONOPROGRAMMA

Gli interventi di adeguamento sulla banchina hanno una durata prevista di 540 giorni.

Le fasi vengono di seguito rappresentate.

FASE 1

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

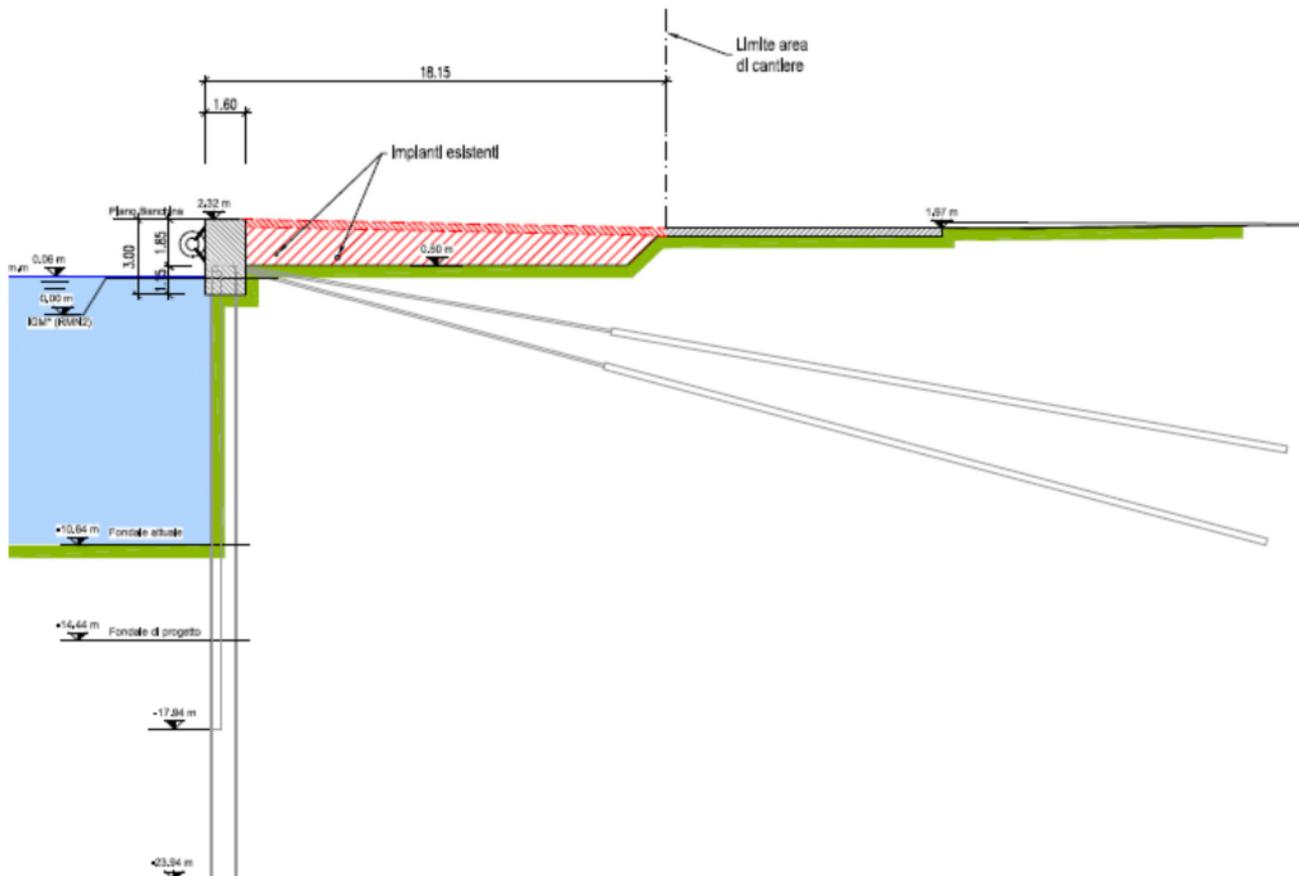


FASE 2

Rimozione delle sovrastrutture esistenti (cancelli, recinzioni ecc.).

Demolizione della pavimentazione esistente e realizzazione dello scavo fino a quota +0,50m.

Rimozione / deviazione impianti esistenti (antincendio...) ed interferenze.



FASE 3

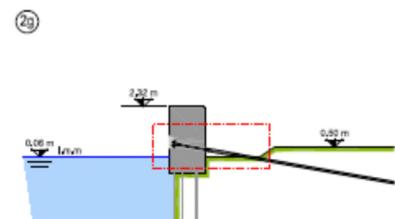
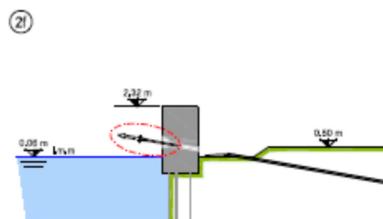
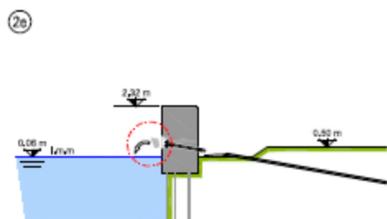
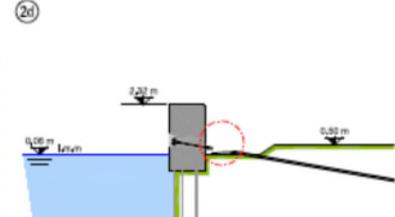
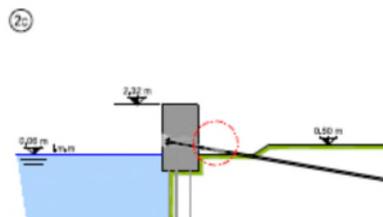
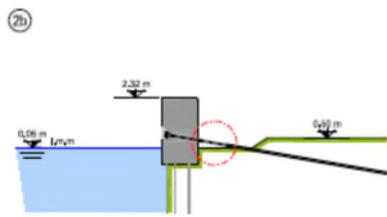
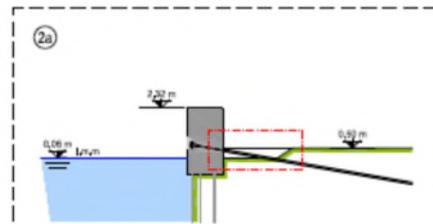
Esecuzione di prova speciale di controllo su n° 3 ancoraggi esistenti



2. Conclusione di prova speciale di controllo su 3 ancoraggi esistenti (vedi in area centrale ed in area laterale sinistra immagine, come in foto in alto), mediante verifica di stabilità del filo presente sugli ancoraggi stessi, tramite una "prova di dimostrazione", e sulla verifica della capacità di carico di sbalzo di sistema in direzione ortogonale a quella di lavoro, mediante apposita sequenza di:

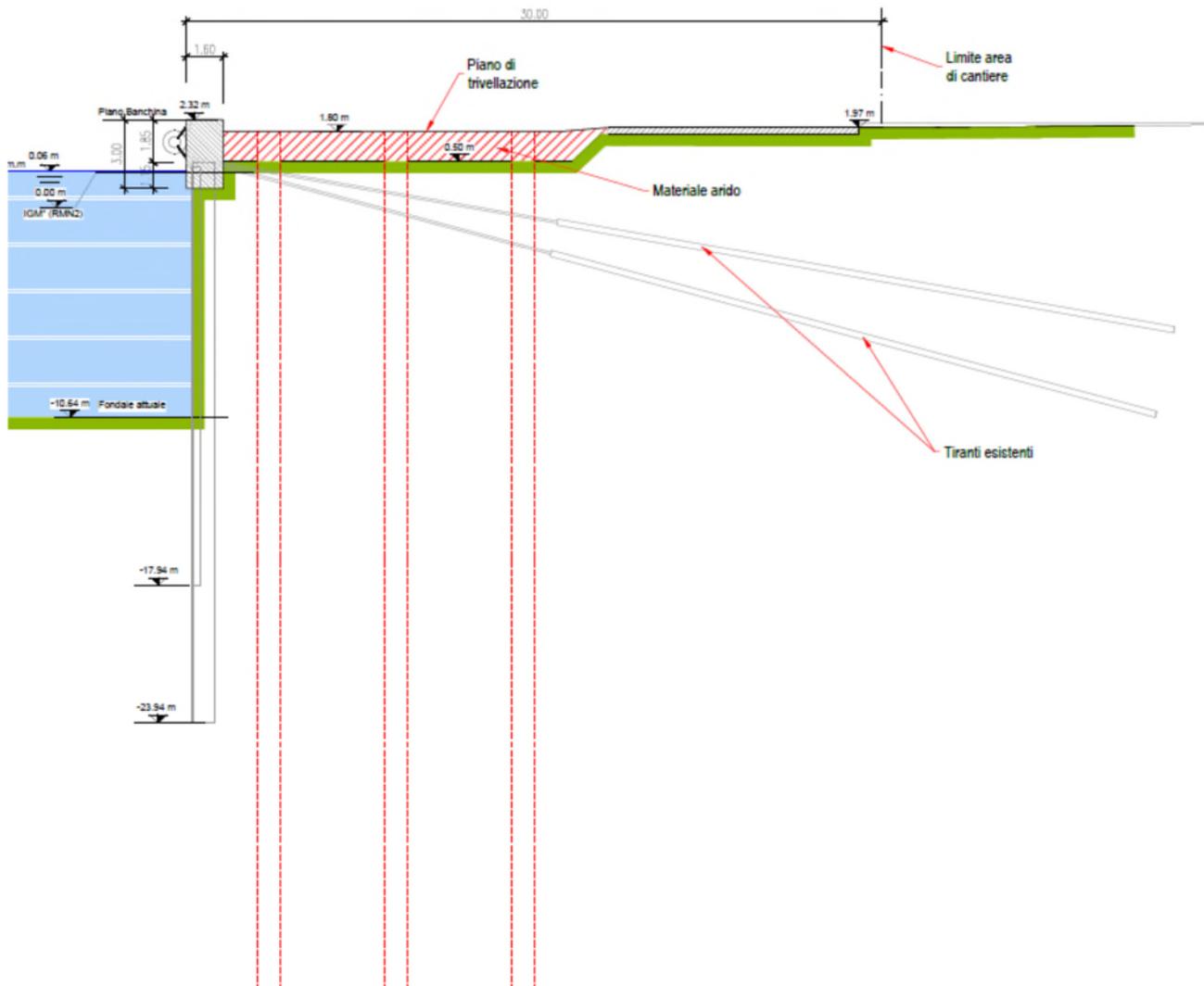
 - 2a. scostamento del filo;
 - 2b. inclinazione del cavo di ancoraggio (vedi in foto in alto) in modo da verificare la capacità di resistenza a trazione;
 - 2c. movimento del filo nel suo mezzo di ancoramento (vedi in foto in area centrale ed in area laterale sinistra immagine) in direzione ortogonale a quella di lavoro;
 - 2d. spostamento del filo di lavoro e inclinazione di sbalzo di sistema;
 - 2e. ritorno del filo nella stessa condizione di lavoro di sistema di sbalzo senza sbalzo (vedi in foto in area centrale ed in area laterale sinistra immagine) in direzione ortogonale a quella di lavoro;
 - 2f. inclinazione dell'ancoraggio (vedi immagine in alto) di direzione ortogonale a quella di lavoro, per il caso di lavoro, tramite il movimento di sbalzo.

SEZIONE TRASVERSALE TIPO



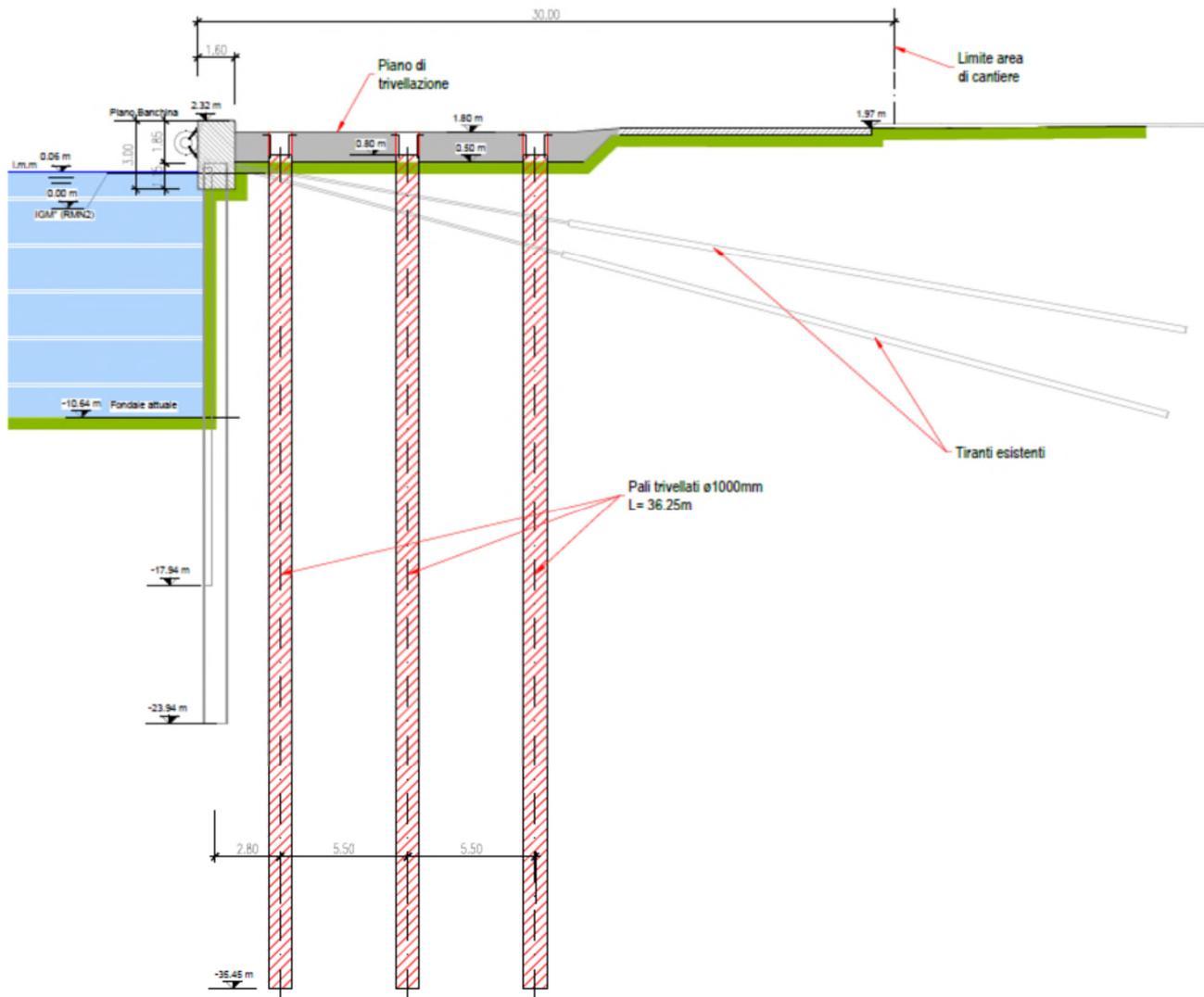
FASE 4

Riempimento con materiale arido per realizzazione del piano di trivellazione (minimo 5cm di ricoprimento al di sopra dei ferri di armatura dei pali)



FASE 5

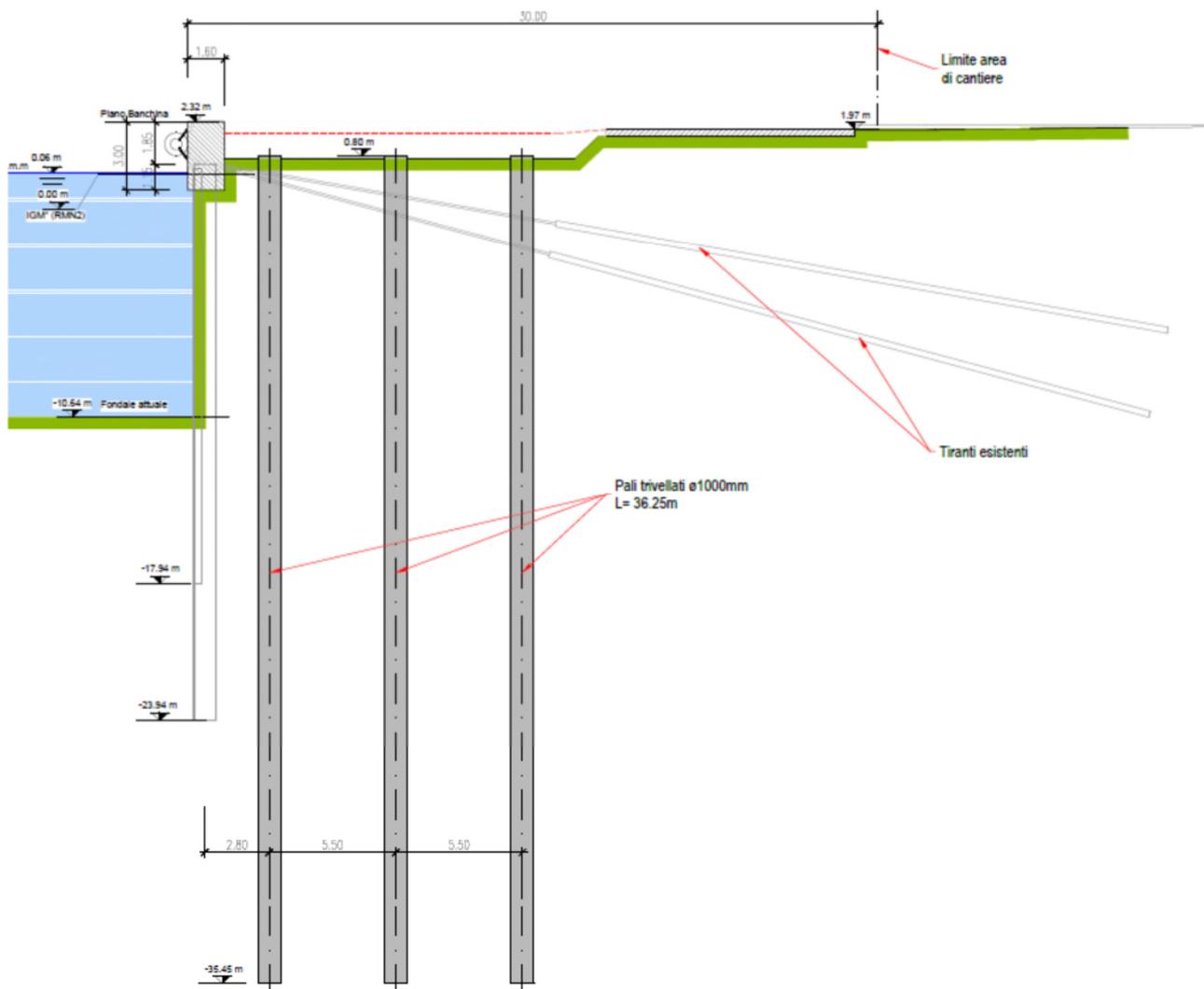
Realizzazione nuovi pali trivellati d1000mm, in tre allineamenti paralleli alla banchina interposti tra i tiranti esistenti.



FASE 6

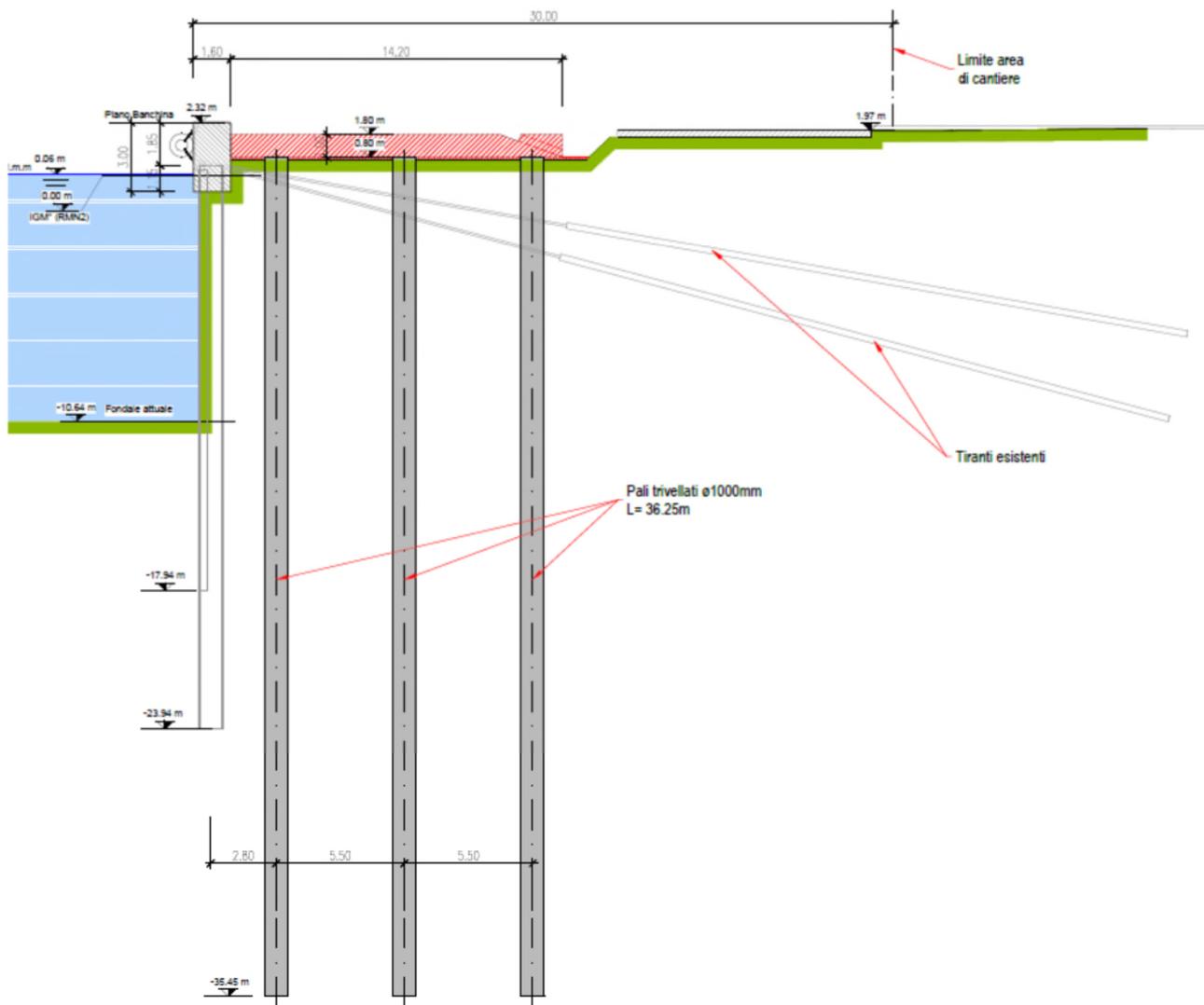
Rimozione del materiale utilizzato per la realizzazione del piano di trivellazione e conseguente scapitozzatura dei pali fino alla quota di +0.80m.

Installazione barre inghisate alla trave esistente.



FASE 7

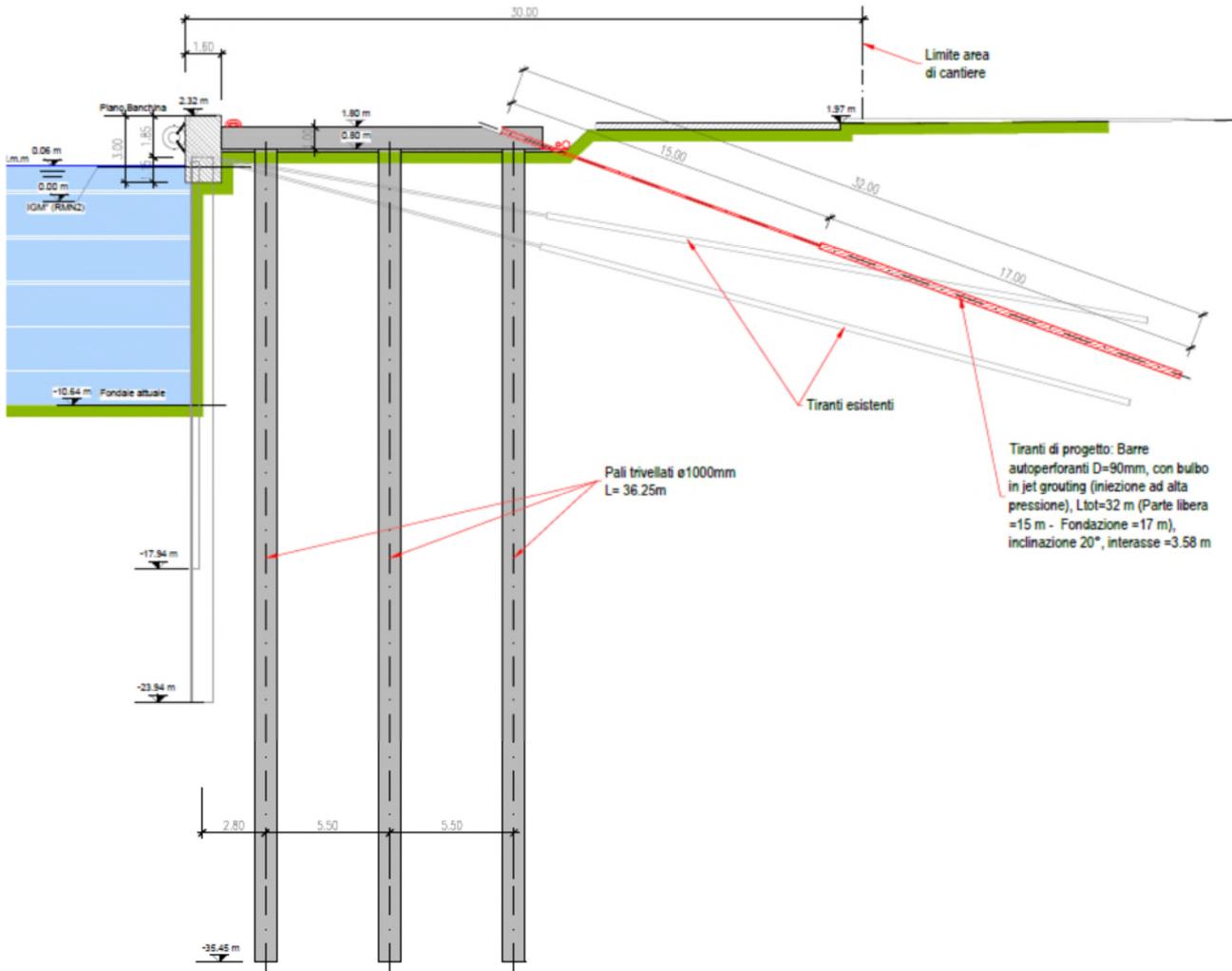
Realizzazione del solettone in c.a. di larghezza pari a 14,20m e spessore pari a 1,00 m, con predisposizione nuovi ancoraggi.



FASE 8

Realizzazione nuovi ancoraggi a bulbo iniettato: lunghezza totale 32m, inclinazione 20° sull'orizzantale armati con barra autoperforante diametro 90/70 interasse 3,58m e bulbo di fondazione realizzato con trattamento coassiale in jet grouting.

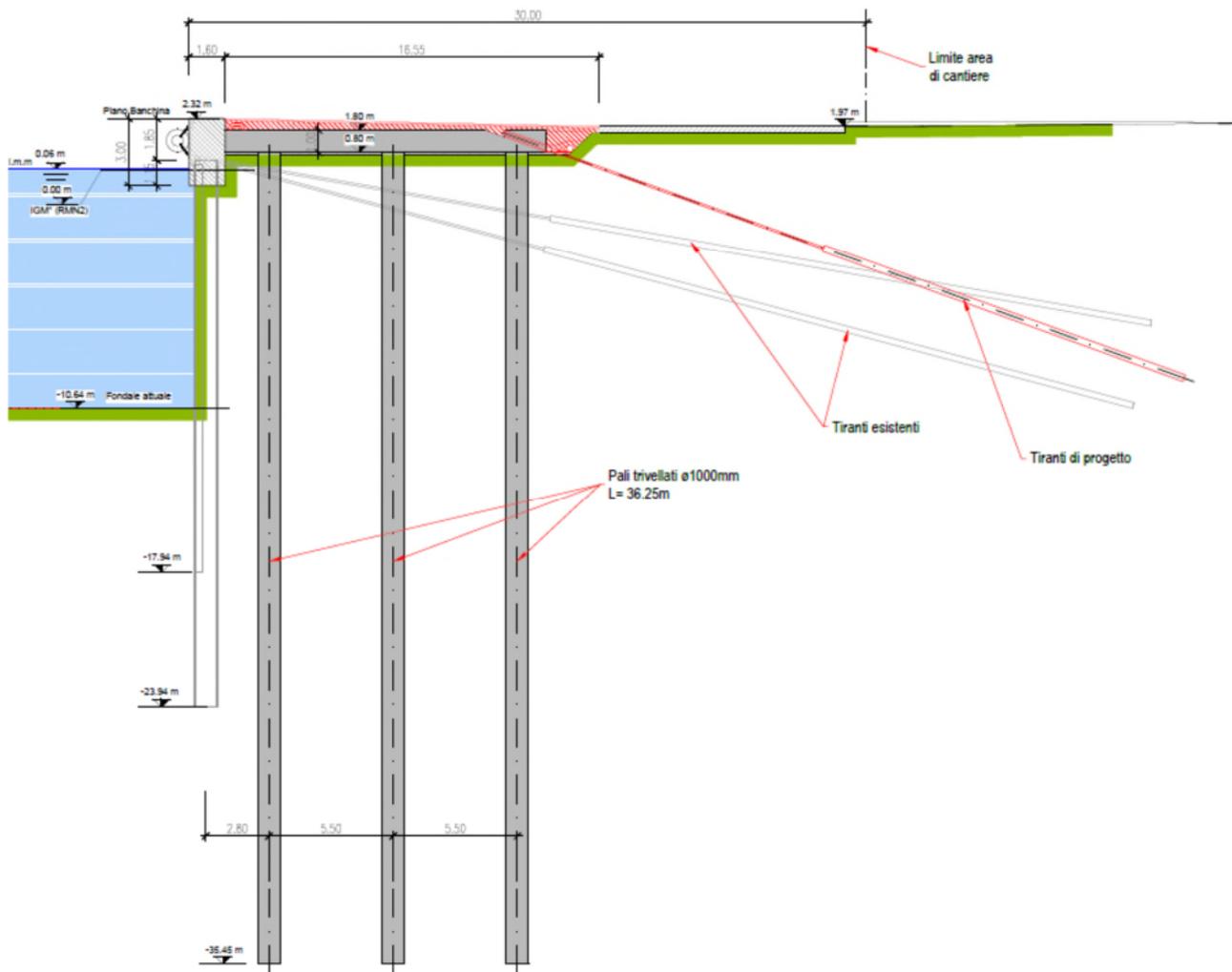
Realizzazione predisposizione impianti: rete antincendio, rete acqua potabile.



FASE 9

Riempimento dello scavo a tergo del solettone: ricoprimento predisposizioni impianti e misto cementato, fino al fondo del manto stradale.

Realizzazione della pavimentazione; base stradale variabile, binder e tappeto d'usura, garantendo il raccordo con pavimentazione esistente.



Di seguito si rappresenta il cronoprogramma temporale delle lavorazioni.

BANCHINA TRATTAROLI NORD (BA.D) - cantiere D		MESE 1	MESE 2	MESE 3	MESE 4	MESE 5	MESE 6	MESE 7	MESE 8	MESE 9	MESE 10	MESE 11	MESE 12	MESE 13	MESE 14	MESE 15	MESE 16	MESE 17	MESE 18			
FASI ESECUTIVE	giorni	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
	Totale 540gg																					
Cantierizzazione	30gg																					
Scavo e attività propedeutiche per mantenimento funzionalità impianti	290gg																					
Esecuzione di prova speciale di controllo su n° 3 ancoraggi esistenti	30gg																					
Esecuzione pali	260gg																					
Scapitozzatura pali	260gg																					
Armatura e getto solettone con predis. tiranti	260gg																					
Realizzazione impianti definitivi	310gg																					
Esecuzione nuovi tiranti autopercoranti	200gg																					
Ripristino pacchetto pavimentazione	60gg																					
Installazione stazioni di monitoraggio	20gg																					

12 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
A) LAVORI		
Lavori a CORPO	7 568 627,37	
BA - BANCHINE	7 568 627,37	
<i>BAD - BANCHINA TRATTAROLI NORD (Cantiere D)</i>	<i>7 568 627,37</i>	
01 - Demolizioni	23 226,36	
003 - Demolizione pavimentazioni	23 226,36	
02 - Fondazioni profonde	4 272 786,69	
005 - Pali	3 715 026,69	
009 - Opere di sostegno (tiranti)	557 760,00	
03 - Movimenti terra	20 574,28	
010 - Scavi	18 879,67	
011 - Rinterri	1 694,61	
05 - Trasporti e conferimenti a discarica	188 183,90	
018 - Trasporti	134 412,61	
019 - Oneri conferimento	53 771,29	
06 - Opere in c.a.	2 745 625,12	
021 - Trave di coronamento	241 951,94	
022 - Piattaforma di banchina	2 503 673,18	
11 - Strade e pavimentazioni	271 982,31	
033 - Pavimentazioni in conglomerati bituminosi	147 047,65	
034 - Pavimentazioni in c.a.	124 934,66	
13 - Monitoraggi	42 604,88	
037 - Stazioni di monitoraggio	42 604,88	
14 - Prove su strutture	3 643,83	
038 - Prove su tiranti esistenti	3 643,83	
Lavori a MISURA	152 900,17	
BA - BANCHINE	152 900,17	
<i>BAD - BANCHINA TRATTAROLI NORD (Cantiere D)</i>	<i>152 900,17</i>	
01 - Demolizioni	11 540,59	
028 - Impianto antincendio	3 607,72	
029 - Impianto smaltimento acque meteoriche	4 399,77	
030 - Impianto acqua potabile	3 325,06	
032 - Impianti elettrici	208,04	
05 - Trasporti e conferimenti a discarica	2 501,95	
019 - Oneri conferimento	2 501,95	
09 - Opere idrauliche	63 627,01	
028 - Impianto antincendio	26 163,16	
029 - Impianto smaltimento acque meteoriche	20 960,04	
030 - Impianto acqua potabile	16 503,81	
10 - Impianti elettrici e tecnologici	24 326,62	
IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA		
INDICAZIONE DEI LAVORI E DELLE PROVVISTE	IMPORTI PARZIALI	IMPORTI TOTALI
A) LAVORI		
032 - Impianti elettrici	24 326,62	
15 - Opere di cantierizzazione	50 904,00	
008 - Palancolati	50 904,00	
IMPORTO LAVORI Euro		7 721 527,54
Importo dei lavori soggetti a ribasso d'asta Euro	7 721 527,54	
IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA Euro		7 721 527,54

L'importo lavori complessivamente stimato per la banchina Trattaroli Nord è 7.721.527,54 €.