

Autorità di Sistema Portuale
del Mar Adriatico Centro Settentrionale

**APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO
TERMINAL IN PENISOLA TRATTATOLI E RIUTILIZZO DEL
MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007
I FASE**

PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO

BANCHINA TRATTAROLI NORD
(Relazione dei calcoli geotecnici e strutturali)

FILE

1114.STR.07.A - Relazione dei calcoli
geotecnici e strutturali

CODICE

1114.STR.07.A

SCALA

Rev.	Data	Causale
0	Set. 2014	Emissione
1	Set. 2017	Revisione generale
2		
3		

AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE DEL
MARE ADRIATICO CENTRO SETTENTRIONALE

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
IL DIRETTORE TECNICO

(Ing. Fabio Maletti)



MINISTERO INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER
LE OPERE PUBBLICHE PER LA LOMBARDIA
E L'EMILIA ROMAGNA

IL RESPONSABILE DELLA REVISIONE
DELLA PROGETTAZIONE

(Ing. Francesco Caldani)

PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Geotecnica



Direttore Tecnico : Ing. Paolo Ruggieri

Strutturale



Direttore Tecnico : Ing. Marco Tartaglini

Marittima



SEACON s.r.l.

Direttore Tecnico : Ing. Lucio Abbadesse



**PORTO DI
RAVENNA**

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 1 di 110</p>
--	---	---

INDICE

1	Premessa	3
2	NORME DI RIFERIMENTO.....	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
4	PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO	5
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
5.1	Acciaio palancole esistenti	6
5.2	Acciaio tiranti esistenti	7
5.3	Acciaio nuovi tiranti	7
5.4	Calcestruzzo nuove strutture	8
5.5	Acciaio per cemento armato nuove strutture.....	9
6	SITUAZIONE ATTUALE DEL BANCHINAMENTO	10
6.1	Stato di consistenza dell’opera	12
6.1.1	Analisi storico-critica dell’opera.....	12
6.1.2	Documentazione del progetto originale	14
6.1.3	Normative di riferimento indicati nel progetto realizzato.....	18
6.1.4	Certificazioni sui materiali utilizzati e dettagli costruttivi.....	18
6.1.5	Prove di controllo sulla qualità dei materiali presenti.....	22
6.1.6	Valutazione del livello di conoscenza e dei fattori di confidenza.....	24
6.2	Analisi delle carenze della struttura attuale in relazione alle nuove esigenze di utilizzo ...	25
7	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO	26
8	RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO.....	28
8.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL’AREA	28
8.2	MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO e CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	32
8.3	SICUREZZA DELL’OPERA	37
8.3.1	Quadro normativo	37
8.3.1.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)	37
8.3.1.2	Approcci e combinazioni utilizzate.....	39
8.3.1.3	Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)	39
8.3.3	Azioni sulle opere	41
8.3.3.1	Sovraccarico di banchina	41
8.3.3.2	Tiro alla bitta.....	41
8.3.3.3	Gru di banchina.....	41
8.3.3.4	Azioni sismiche.....	41
8.3.3.5	Azione idrodinamica (Westergaard).....	46
8.3.5	Azioni eccezionali: urto delle imbarcazioni.....	47
8.3.7	Combinazione delle azioni.....	48
8.4	ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO.....	49

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 2 di 110</p>
--	---	---

8.4.1	Il modello costitutivo Hardening Soil Model: caratteristiche principali.....	50
8.4.2	Modello geotecnico della banchina.....	52
8.4.3	Risultati delle analisi.....	58
8.4.3.1	Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV).....	58
8.4.3.2	Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD).....	63
8.4.3.3	Analisi per azioni eccezionali: urto.....	67
8.4.3.4	Analisi di stabilità globale.....	68
8.4.4	Verifica dei pali del solettone ai carichi verticali	70
8.4.4.1	Verifica dei pali della FILA 1	74
8.4.4.2	Verifica dei pali della FILA 2	76
8.4.4.3	Verifica dei pali della FILA 3	78
8.4.4.4	Prove di verifica dei pali	80
8.4.4.5	Controllo dell'integrità dei pali.....	80
8.4.4.6	Valutazione della rigidezza verticale del vincolo elastico sommitale che simula il palo ed il palancolato	80
8.4.5	Verifica dei tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato	81
8.4.5.1	Posizione della fondazione dell'ancoraggio	82
8.4.5.2	Ancoraggi T1 – tiranti esistenti a 7 trefoli	83
8.4.5.4	Ancoraggi T2 – nuovi ancoraggi armati con barra tipo Dywidag	87
8.4.5.5	Definizione del CAMPO PROVA per gli ancoraggi preliminari di prova.....	90
8.4.5.6	Prove di verifica e modalità di tesatura.....	90
8.4.5.7	Protezione degli ancoraggi.....	90
9	VERIFICHE STRUTTURALI.....	91
9.1	Palancolato esistente.....	91
9.2	Tiranti di ancoraggio esistenti	97
9.3	Tiranti di ancoraggio integrativi.....	98
9.4	Solettone.....	99
9.4.1	Verifiche agli stati limite.....	102
9.4.1.1	Soletta di nuova realizzazione.....	102
9.4.1.3	Collegamento trave coronamento-soletta di nuova realizzazione.....	106
9.5	Pali.....	109
10	CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO.....	110

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 3 di 110</p>
--	---	---

1 Premessa

Nell’ambito della progettazione definitiva del complesso intervento denominato “*Hub portuale di Ravenna – 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*”, il presente documento affronta le verifiche geotecniche e strutturali relative all’intervento di adeguamento previsto per la banchina **Trattaroli NORD**, un tratto di banchina realizzato nel 2005 sulla base di un progetto esecutivo del 2002, modificato con Perizia di Variante in corso d’opera nel dicembre 2005.

L’intervento di adeguamento si rende necessario per rendere compatibile il banchinamento alle prestazioni previste dal piano regolatore vigente che prevedono, in particolare, un fondale operativo a -14,50 m da livello medio mare.

Il progetto di intervento sul banchinamento, agendo su una struttura completamente realizzata e introducendo significative variazioni delle sollecitazioni, va inquadrato nell’ambito degli interventi di adeguamento di strutture esistenti, ai sensi delle previsioni del capitolo 8 “Costruzioni esistenti” delle Norme vigenti (DM 14 gennaio 2008). Secondo quanto previsto è dunque necessario individuare il livello di conoscenza delle opere realizzate ed eseguire una valutazione completa della sicurezza nei riguardi delle azioni di progetto stabilite per le nuove costruzioni, con deroga nei riguardi delle sole prescrizioni sui dettagli costruttivi purché siano garantite le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità prescritte per i vari stati limite.

La presente relazione viene sviluppata con l’esame dei seguenti specifici aspetti:

- descrizione dell’opera esistente e della soluzione di adeguamento;
- valutazione dello stato di consistenza dell’opera esistente;
- definizione del quadro geotecnico di riferimento;
- descrizione dei criteri di analisi e verifica sulla base del quadro normativo vigente;
- definizione delle azioni sulle opere;
- analisi della sicurezza delle opere in condizioni di esercizio e limite;
- analisi della sicurezza delle opere in relazione a possibili fenomeni di collasso globale dell’insieme terreno-struttura.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><i>Progetto Definitivo</i> Banchina Trattaroli Nord <i>Relazione di calcolo</i></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 4 di 110</p>
--	---	---

2 NORME DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971, n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica”;
- Legge 2 febbraio 1974, n.64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (Suppl. Ord. alla G.U. 4-02-2008, n.29);
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP “Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- EN 1993-5:2007 Eurocode 3. Design of steel structures. Piling
- Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce – Raccomandazioni – Edizioni AGI – Giugno 2012;
- Decreto n. 12391 del 22 dicembre 2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all'impiego di tiranti per uso geotecnico di tipo attivo".

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- 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;
- RELAZIONE GEOLOGICA (codice GEO.A) relativa alla progettazione del “Hub portuale di Ravenna – 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”, a firma del dott. geol. Maria Bruno – Geostudi S.r.l.;
- RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE (codice GEO.G) relativa alla caratterizzazione geotecnica dei terreni;

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 5 di 110</p>
--	--	---

- Inoltre, in vista della loro prossima emanazione, per quanto possibile si tiene conto di quanto indicato dalla: Bozza di revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.53/2012, espresso nell'Adunanza dell'Assemblea Generale del 14 novembre 2014.

4 PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO

Per la banchina in questione sono richieste le seguenti prestazioni:

- fondale operativo -14,50 m da l.m.m.;
- fondale di calcolo -15,00 m da l.m.m.;
- quota piazzali +2,50 m su l.m.m.;
- sovraccarico di banchina 60 kPa;
- utilizzo di gru semoventi (le caratteristiche specifiche sono indicate al paragrafo delle azioni);
- bitte da 1000 kN ad interasse 25 m
- azione sismica valutata per Classe d'uso III, Vita nominale 50 anni
- coefficiente di compartecipazione dei carichi in condizioni sismiche $\Psi_{2,i}=0,8$
- nave di progetto da 100.000 t (*molto grande* ai sensi della definizione delle NTC2008).

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 6 di 110</p>
--	---	---

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Acciaio palancole esistenti

Il banchinamento esistente è costituito da un palancolato metallico combinato tipo HZ975D-12/AZ18 della ArcelorMittal. Come si evince dai certificati di conformità degli acciai (Figura 11), 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 – Acciaio tipo 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.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 7 di 110</p>
--	---	---

5.2 Acciaio 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: $f_{p(1)k} \geq 1.570 \text{ N/mm}^2$

5.3 Acciaio nuovi tiranti

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti a barre tipo DYWIDAG di diametro nominale $\Phi 47$ ($A = 1.735 \text{ mm}^2$), lunghezza 32 m, inclinazione 20° sull’orizzontale, con 15 m di parte libera e 17 m di fondazione, poste ad interasse di 3,58 m.

Le barre sono in acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H aventi le seguenti proprietà meccaniche dichiarate dal produttore:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{pk} = 1.050 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{pyk} = 950 \text{ N/mm}^2$

Ai fini della valutazione della resistenza di calcolo si è fatto riferimento alle caratteristiche di resistenza minime degli acciai dei tiranti in barre ricavate dalla Tabella 11.3.VII del D.M. 14/01/2008 che fornisce le proprietà meccaniche minime che devono essere garantite dal produttore:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{pk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{pyk} = 800 \text{ N/mm}^2$

Le barre sono protette nei confronti di perdite di spessore dovute ai fenomeni di corrosione con guaine.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 8 di 110</p>
--	--	---

5.4 Calcestruzzo nuove strutture

Le opere di c.a. sono realizzate con calcestruzzo di classe di resistenza C35/45, classe di esposizione XS3, classe di consistenza S4 e diametro massimo dell'aggregato 32 mm. Le principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono riportate nel prospetto seguente:

- Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= 45 \text{ MPa} \\
 f_{ck} &= 0.83 \times R_{ck} = 37.35 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ MPa} \\
 f_{cd} &= \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ MPa} \\
 f_{ctk} &= 0.7 \times f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa} \\
 f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 f_{bk} &= 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 5.29 \text{ MPa} \\
 f_{bd} &= f_{bk} / \gamma_c = 3.53 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Caratteristiche meccaniche:

$$\begin{aligned}
 E_{cm} &= 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 34625 \text{ MPa} \\
 v_{cls \text{ fess.}} &= 0 \\
 v_{cls \text{ non fess.}} &= 0.2 \\
 \alpha &= 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}
 \end{aligned}$$

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

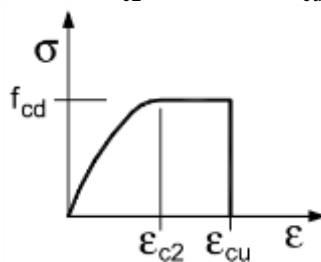


Figura 1 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 9 di 110</p>
--	--	---

5.5 Acciaio per cemento armato nuove strutture

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle opere di c.a. è del tipo B450C ed è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

- $f_{y\text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{t\text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di calcolo dell'acciaio (f_{yd}) è riferita alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ed è ottenuta dividendo quest'ultima per un coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (γ_s) pari a 1.15:

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato un modello σ - ϵ elastico perfettamente plastico indefinito illustrato nella figura seguente.

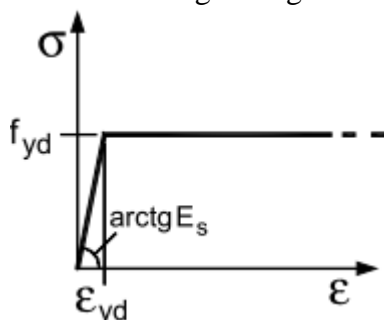


Figura 2 – Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

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

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

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

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

6 SITUAZIONE ATTUALE DEL BANCHINAMENTO

La banchina Trattaroli Nord, oggetto della presente relazione, fa parte del bacino di evoluzione del canale Candiano in corrispondenza di largo Trattaroli, in sponda Nord, per uno sviluppo di circa 350 m, antistante alla ditta ITALCEMENTI (Figura 3). Il progetto esecutivo dell’opera è stato redatto il 22 dicembre 2000. Nel corso dei lavori sono state apportate 2 Varianti relative principalmente alla trave di banchina ed alla geometria dei tiranti di ancoraggio.

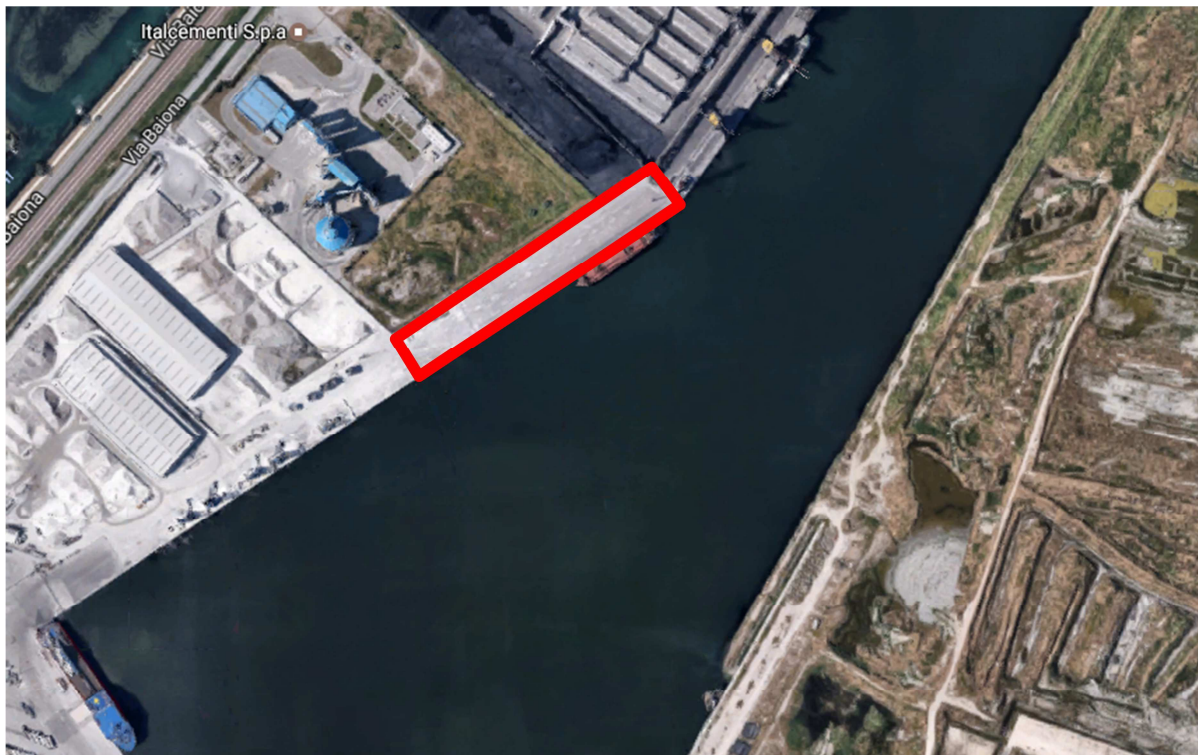


Figura 3 – Vista aerea dell’area in esame (da Google maps)

La banchina realizzata presenta le seguenti caratteristiche geometriche e prestazionali:

- | | |
|----------------------------|--------------------|
| - piano di banchina | +2,50 m da l.m.m. |
| - fondale operativo | -11,50 m da l.m.m. |
| - sovraccarico di banchina | 60 kPa |
| - bitte | 500 kN ogni 20 m |



La sezione corrente del banchinamento è costituita dalle seguenti strutture principali (Figura 4):

- palancolato metallico combinato tipo HZ975D-12/AZ18 (qualità acciaio delle travi principali Fe510 - UNI EN10027 S355GP UNI EN10248/1; delle AZ FeS430 - UNI EN10027 S270GP UNI EN10248/1), con i profilati principali estesi fino a -24,00 m da l.m.m. e le palancole intermedie tipo AZ18 interrotte a -18,00 m su l.m.m.; sono inoltre presenti gargami di rinforzo sulle ali lato terra delle H tra -2 e -13 m da l.m.m. (soluzione 14);
- trave di banchina in c.a. di sezione $1,60 \times 3,00$ m (B \times H), con frontale in casseri prefabbricati;
- tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato tipo IRS, armati con 7 trefoli da 0,6'', lunghezza complessiva 43 m con 16 m di parte libera, 27 m di fondazione, inclinati alternativamente a 10 e 15 ($^{\circ}$) sull'orizzontale con interasse di 1,79 m (diametro nominale di perforazione $\varnothing 22$ cm); la presollecitazione iniziale era fissata a 350 kN.

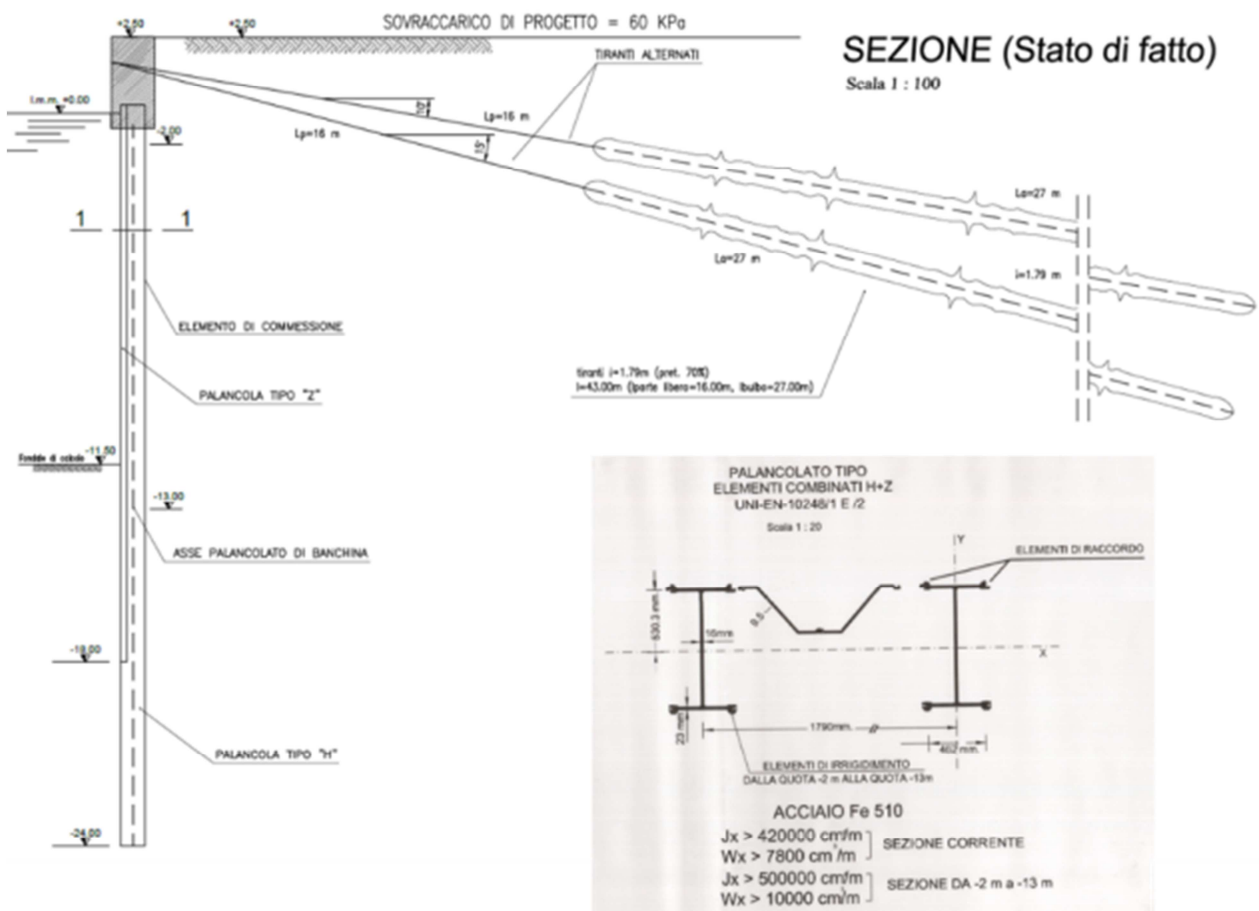


Figura 4 – Sezione dello stato attuale della banchina Trattaroli Nord

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 12 di 110</p>
--	--	--

6.1 Stato di consistenza dell'opera

In accordo al capitolo 8 delle Norme vigenti, per procedere ad un intervento di adeguamento della banchina è necessario procedere ad una valutazione conoscitiva dell'opera e del suo stato di conservazione. Dato che le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse, la normativa traccia solo le linee generali per la redazione dei progetti e lascia al Progettista la definizione delle modalità di valutazione della sicurezza. In generale si prevedono i seguenti passi logici in sequenza:

- analisi storico-critica dell'opera;
- rilievo geometrico-strutturale;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- definizione dei livelli di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) e dei correlati fattori di confidenza da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella definizione del modello.

Operativamente i fattori di confidenza operano riducendo i valori medi delle resistenze dei materiali strutturali, come indicato nella circolare esplicative della Norma, al paragrafo C8.2:

“È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i “fattori di confidenza”, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza”.

Essendo l'area collocata in zona sismica è inoltre necessario considerare anche l'adeguamento dell'opera alle azioni sismiche in base alla classificazione sismica del territorio nazionale.

6.1.1 Analisi storico-critica dell'opera

In Figura 5 è mostrata una foto aerea dell'area nel 2000, ripresa dal Geoportale Nazionale. Si osserva che la banchina non era stata ancora realizzata (era in costruzione l'adiacente banchina Trattaroli Sud) e che l'allineamento dove sarà poi costruita ricade in prossimità della sponda del canale Candiano.

In Figura 6 è mostrata una foto aerea del 2006. Si osserva la banchina Trattaroli nord in costruzione. In Figura 7 è mostrata vista aerea recente 3D della banchina in questione.



Figura 5 – Foto aerea del 2000 dell’area in esame (dal Geoportale Nazionale)

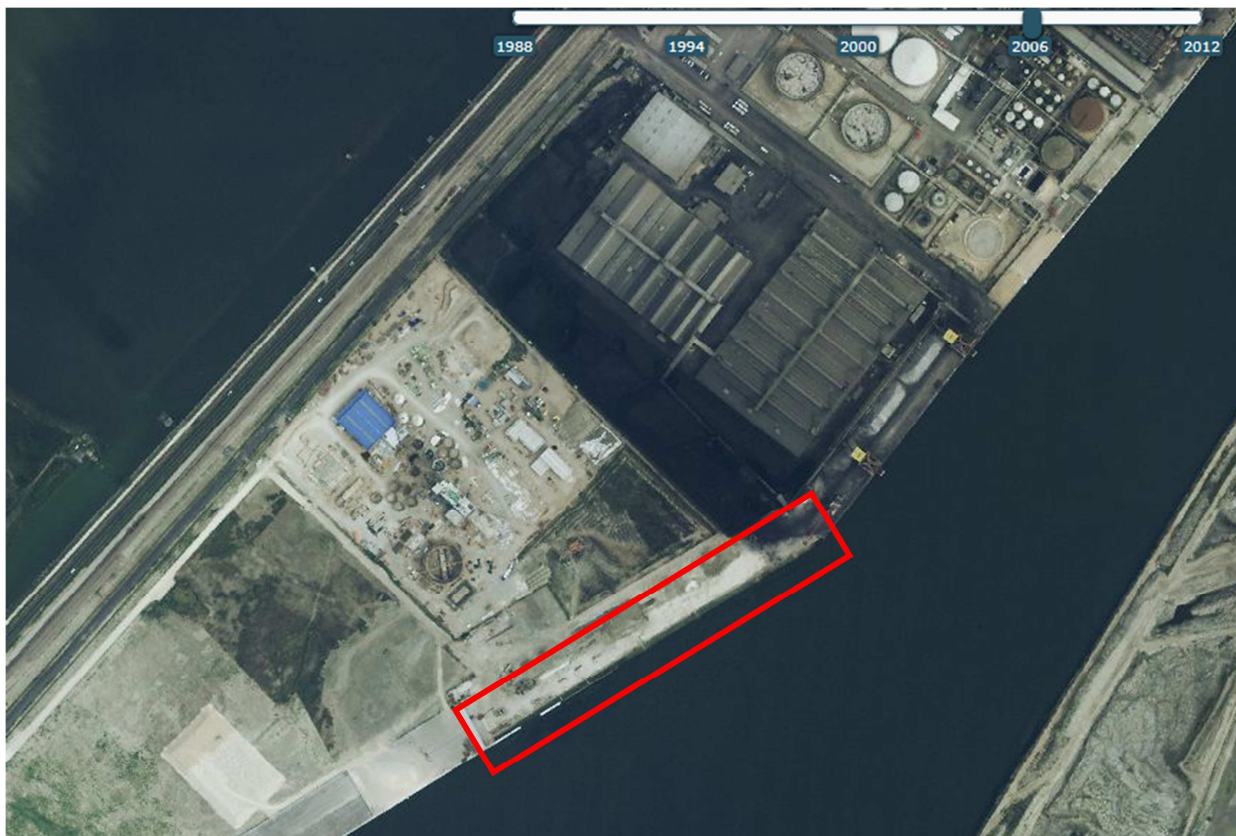


Figura 6 – Foto aerea del 2006 dell’area in esame (dal Geoportale Nazionale)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSO RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 14 di 110</p>
--	--	--



Figura 7 – Vista aerea 3D recente della banchina Trattaroli Nord (da Google maps, 2017)

6.1.2 Documentazione del progetto originale

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 8 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 9). 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 10. La deduzione è confortata anche dal documento di fornitura dei palancolati in cantiere indicato in Figura 11.

La palancola principale è estesa fino a -24,00 m su l.m.m. mentre la palancola 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 × 3,00 avente l’estradosso a +2,50 m su l.m.m.

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 12). Sono armati con 7 trefoli da 0,6”, hanno la doppia protezione e sono tesati a 350 kN a tirante.

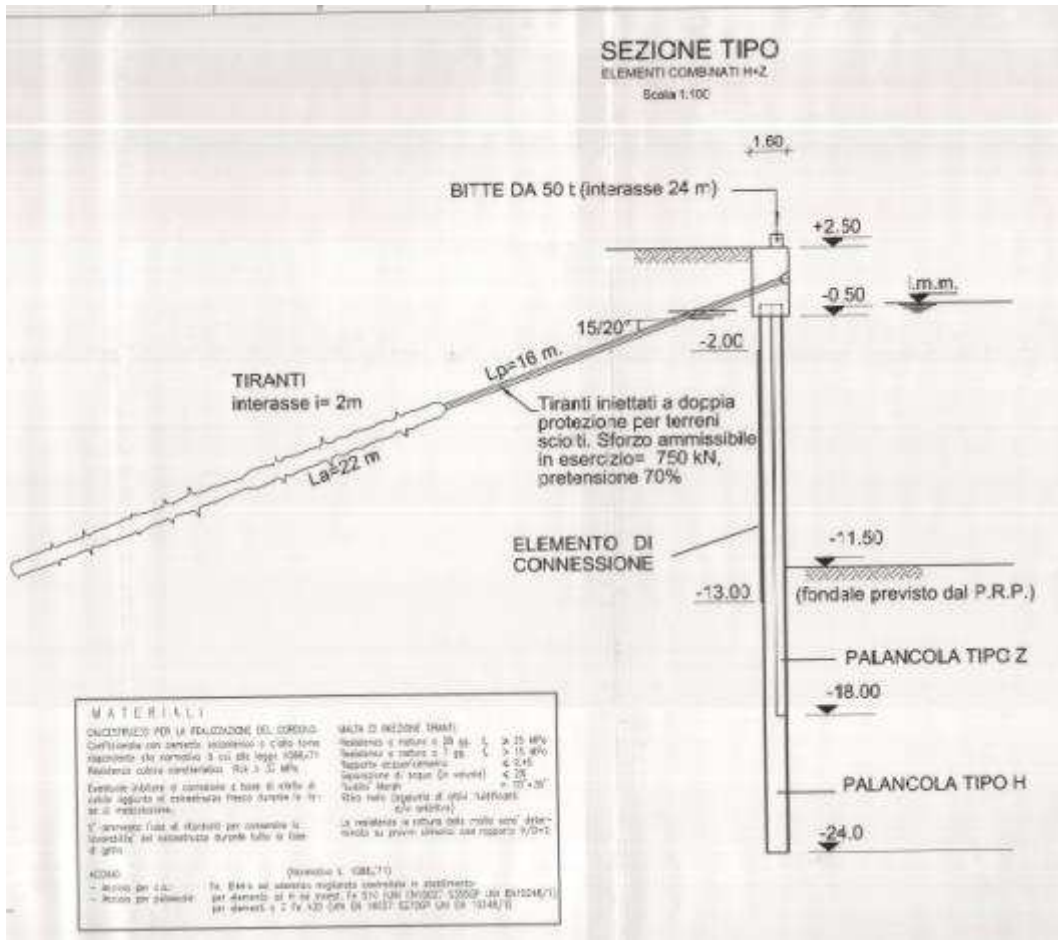


Figura 8 – Sezione tipo del banchinamento (dal progetto esecutivo del 2002)

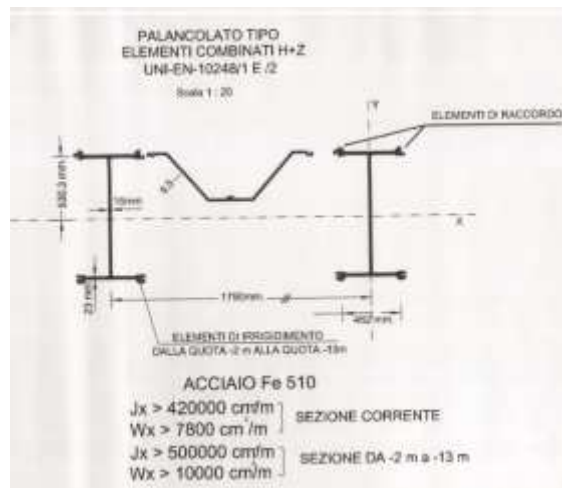
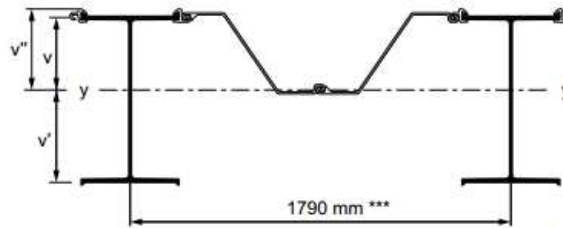


Figura 9 – Sezione del palancolato di banchina, HZ975D-14/AZ18 (da progetto esecutivo del 2002)

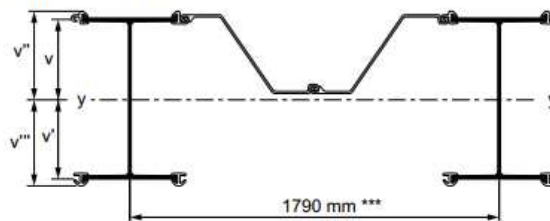


Combination HZ -12/AZ 18



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



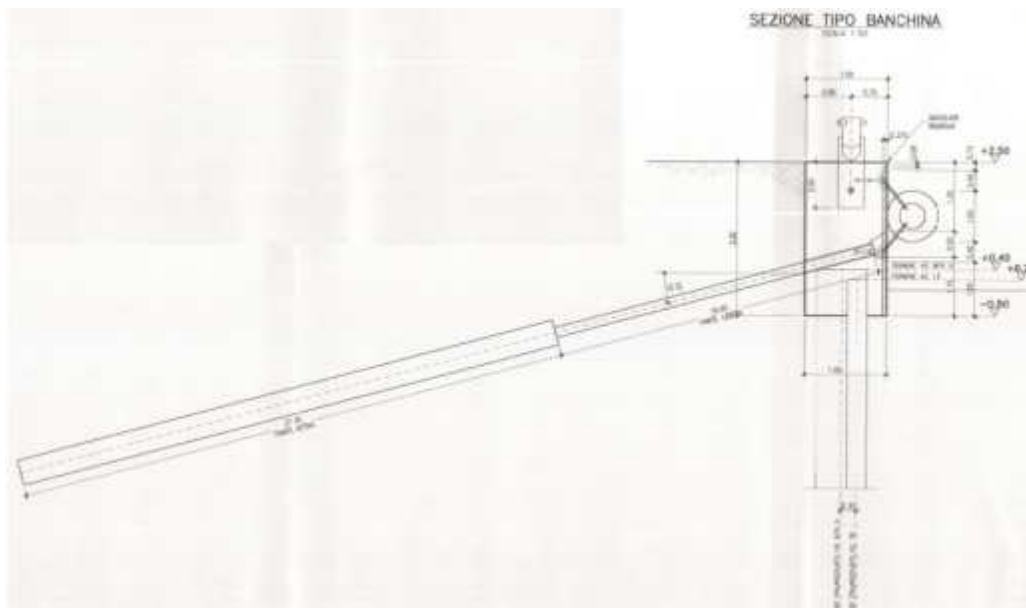
Section	Dimensions				Properties per meter of wall				Mass of combination with intermediary section			Coating area	
	v	v'	v''	v'''	Sectional area	Moment of inertia	* Elastic section modulus	** Elastic section modulus	**** AZ 18			Water-side	Land-side
	mm	mm	mm	mm	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	/AZ = 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 10 – Caratteristiche geometriche delle sezioni HZ-AZ di interesse (catalogo Arcelor-Mittal, 2007)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 17 di 110</p>
--	---	--

Références client:		Confirmation de commande Avenant No. 1200002121 du 16 Septembre 2004					
27990	12 Août 2004		400426				
Référence offre:	CH/MT	C.M.C.COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI VIALE TRIESTE, 76 I-48100 RAVENNA					
Cmd Laminag	1900003078						
Matériel:	Ravenna-stalco						
Fabrication:	Poids théorique						
Pays de destination:	Italie						
No. ord. ProdIARBED:	048H245301						
Incoterms:	CIP						
Adresse de livraison							
AUT PORT BANCHINA TRATTAROLI VIA BAIONA TERMINAL TRATTAROLI I-48100 RAVENNA							
Point de livraison: par train à RAVENNA							
Client facturé :	C.M.C.COOPERATIVA MURATORI VIALE TRIESTE, 76	RAVENNA	48100 IT				
Payeur :	C.M.C.COOPERATIVA MURATORI VIALE TRIESTE, 76	RAVENNA	48100 IT				
Utilisateur :	C.M.C.COOPERATIVA MURATORI VIALE TRIESTE, 76	RAVENNA	48100 IT				
Descript. certifié usine :	C.M.C.COOPERATIVA MURATORI VIALE TRIESTE, 76	RAVENNA	48100 IT				
Pes	Matériau/Qualité	Quant.	Long.	Poids en kg	Prix unitaire en EUR	Délai de mise à disposition	
010	HZ 976 D SOL14 S365 GP SUIVANT 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 SUIVANT EN 10248-1/95	187 PC	18.000	0 527.846	723,67/TO	Sem. 38.04	Sem. 40.04
030	HZ 976 D SOL26 S365 GP SUIVANT 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 SUIVANT EN 10248-1/95	1 PC	18.000	0 2.878	723,67/TO	Sem. 38.04	Sem. 40.04
		Poids total:		2.150.056			

Figura 11 – Stralcio del certificato di fornitura dei palancolati in cantiere



RIEPILOGO GENERALE			CARATTERISTICHE DEI TIRANTI	
	QUANTITÀ	UNITÀ	NUMERO TOTALE DEI TIRANTI	198
TESTATA IN SX	L= 27.541	1	ANGOLO DI INCLINAZIONE	10° 15'
TESTATA IN DX	L= 27.188	1	LUNGHEZZA TOTALE	43.00m
CONCI TIPO 1	L= 21.45	7	PARTE ATTIVA	27.00m
CONCI TIPO 2	L= 21.49	7	PARTE LIBERA	16.00m
PARANCHI		18	INTERASSE TIRANTI	1.79m
BITTE		18	DIAMETRO DI PERFORAZIONE	200mm
SCALETTE		8	PASSO DELLE VALVOLE	0.75m
			PRETENSIONAMENTO	350KN

Figura 12 – Stralcio della tavola di variante dei tiranti di ancoraggio (2005)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 18 di 110</p>
--	--	--

Le caratteristiche dei materiali indicati nella relazione di calcolo sono:

- Calcestruzzi:
 - o per trave di coronamento $R_{ck} = 37$ MPa (anche se la Rel. Strutt. Ult. indica l'utilizzo di un $R_{ck} = 45$ MPa);
- Acciai:
 - o per armature lente ad aderenza migliorata: FeB 44k;
 - o per tiranti di ancoraggio: trefoli da 0,6" ($A_{tref.} = 139$ mm²) con $f_{p(1)k} = 1.574$ MPa;
 - o per palancole: HZ Fe510 (S355GP) $f_y \geq 355$ MPa $f_t \geq 490$ MPa All.>22%
AZ Fe430 (S270GP) $f_y \geq 275$ MPa $f_t \geq 410$ 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.

6.1.3 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”;

6.1.4 Certificazioni sui materiali utilizzati e dettagli costruttivi

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 risulta che:

- **acciai dei palancoati:** sono stati prelevati 12 spezzoni di palancoato HZ e 7 spezzoni di AZ. I risultati delle prove di trazione sono riassunti nella tabella seguente.

GENIO CIVILE OO.MM. DI RAVENNA - AUTORITA' PORTUALE DI RAVENNA					
PROVE MECCANICHE SU PALANCOLE H MODELLO HZ 975 D E Z MODELLO AZ 18					
Data presa in consegna	N° certificato Data certificato	N° ordine	Allungamento rottura (%)	Tensioni caratteristiche snervam. (N/mm ²) rottura (N/mm ²)	
PALANCOLE H MODELLO HZ 975 D					
Verbale di prelievo n° 1 del 10/13/04	Certificato n° 193444/142031/05 del 23/02/05	1	33,10	360,10	524,60
		2	35,70	349,50	527,70
		3	34,80	355,90	524,60
PALANCOLE H MODELLO HZ 975 D					
Verbale di prelievo n° 1 del 10/13/04	Certificato n° 194002/142350/05 del 11/03/05	1	33,10	360,10	524,60
		2	31,10	375,60	535,30
		3	34,80	355,90	524,60
PALANCOLE Z MODELLO AZ 18					
Verbale di prelievo n° 1 del 10/13/04	Certificato n° 194001/142349/05 del 11/03/05	1	33,80	402,60	558,00
PALANCOLE Z MODELLO AZ 18					
Verbale di prelievo n° 1 del 10/13/04	Certificato n° 193445/142032/05 del 23/02/05	1	26,80	422,60	591,80
		2	28,00	408,80	575,20
		3	29,40	430,20	588,90
PALANCOLE H MODELLO HZ 975 D (lettera A)					
Verbale di prelievo n° 2 del 03/07/05	Certificato n° 194562/142684/05 del 29/03/05	1	25,30	462,90	621,00
		2	24,40	469,80	631,70
		3	25,90	471,40	626,30
PALANCOLE H MODELLO HZ 975 D (lettera B)					
Verbale di prelievo n° 2 del 03/07/05	Certificato n° 194563/142685/05 del 29/03/05	1	28,20	387,60	557,20
		2	27,80	378,10	550,00
		3	28,80	383,10	549,10
PALANCOLE Z MODELLO AZ 18					
Verbale di prelievo n° 2 del 03/07/05	Certificato n° 194564/142686/05 del 29/03/05	1	35,60	436,20	516,60
		2	33,00	429,10	505,90
		3	27,70	415,40	499,80

- **trefoli per tiranti:** sono state eseguite 48 prove di trazione su spezzoni di trefolo arrivati in cantiere. La tabella seguente riassume i risultati ottenuti.



GENIO CIVILE OO.MM. DI RAVENNA - AUTORITA' PORTUALE DI RAVENNA						
PROVE MECCANICHE TREFOLI PER TIRANTI BANCHINA STANDARD						
Data presa in consegna	Data certificato	Provino n°	Diametro mm	Sverv. 0,2% N/mmq	Tens. Rott. N/mmq	Allung. %
Verbale di prelievo n° 1 del 13/07/06	Certificato n° 220390/156040/06	1	13,30	1.806,5	1.917,6	5,0
		2	13,30	1.828,7	1.939,8	4,9
		3	13,30	1.801,5	1.909,7	4,9
		4	13,30	1.823,7	1.929,0	5,1
		5	13,33	1.827,3	1.936,9	4,9
		6	13,33	1.844,5	1.954,8	5,0
Verbale di prelievo n° 2 del 25/08/06	Certificato n° 220393/156043/06	1	13,33	1.821,6	1.937,7	5,1
		2	13,33	1.836,7	1.949,1	4,9
		3	13,33	1.844,5	1.961,3	5,1
		4	13,33	1.820,2	1.934,1	5,2
		5	13,33	1.803,0	1.916,2	5,1
		6	13,34	1.798,7	1.911,2	5,2
		7	13,33	1.826,6	1.941,9	5,1
		8	13,33	1.805,9	1.919,0	4,8
		9	13,33	1.815,2	1.929,1	5,3
Verbale di prelievo n° 3 del 11/09/06	Certificato n° 220392/156042/06	1	13,33	1.817,3	1.923,3	5,4
		2	13,33	1.819,5	1.924,8	5,1
		3	13,33	1.808,0	1.913,3	5,3
Verbale di prelievo n° 4 del 18/09/06	Certificato n° 220391/156041/06	1	13,33	1.823,8	1.927,6	4,8
		2	13,33	1.820,2	1.924,1	5,0
		3	13,33	1.824,4	1.950,6	4,9
Verbale di prelievo n° 5 del 04/10/06	Certificato n° 220728/156206/07	1	13,36	1.801,9	1.918,9	5,1
		2	13,36	1.835,4	1.961,0	4,9
		3	13,35	1.819,0	1.938,2	5,2
		4	13,41	1.811,2	1.936,8	5,0
		5	13,36	1.834,0	1.966,0	4,8
		6	13,36	1.828,3	1.958,2	5,0
		7	13,36	1.829,7	1.964,6	5,2
		8	13,36	1.835,4	1.966,0	4,9
		9	13,36	1.804,0	1.935,3	5,1
Verbale di prelievo n° 6 del 18/10/06	Certificato n° 220727/156205/07	1	13,33	1.806,9	1.917,5	4,9
		2	13,35	1.816,2	1.926,0	4,8
		3	13,33	1.803,3	1.913,2	4,7
		4	13,36	1.825,4	1.928,3	5,1
		5	13,36	1.831,1	1.943,2	5,2
		6	13,39	1.835,4	1.946,7	5,0
		7	13,36	1.809,7	1.921,0	4,9
		8	13,39	1.831,9	1.948,2	4,8
		9	13,36	1.834,0	1.951,0	5,0
Verbale di prelievo n° 7 del 02/11/06	Certificato n° 220729/156207/07	1	13,36	1.810,5	1.922,5	5,4
		2	13,36	1.830,4	1.953,9	4,9
		3	13,36	1.814,7	1.931,1	5,2
Verbale di prelievo n° 8 del 25/10/06	Certificato n° 223214/157440/07	1	13,30	1.826,6	1.970,3	5,1
		2	13,30	1.838,0	1.943,6	5,3
		3	13,30	1.882,9	1.993,5	4,9
		4	13,30	1.877,1	1.981,9	5,1
		5	13,30	1.880,7	1.987,7	4,9
		6	13,30	1.848,9	1.953,7	5,3

- **prove di accettazione dei calcestruzzi:** la tabella seguente mostra i risultati delle prove di compressione sui cubetti



Calcestruzzo richiesto dal progetto Rck 37
Calcestruzzo Utilizzato Rck 45 XS3

$$R_m \geq R_{ck} + 3,5 = 45 + 3,5 = 48,5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_1 \geq R_{ck} - 3,5 = 45 - 3,5 = 41,5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = (R_1 + R_2 + R_3) / 3$$

N° Ord	Certif. N°	Provino		Media	Rm
		1° Cub	2° Cub		
1	N. 202280 del 26.09.05	55,70	54,80	55,15	R1
2		58,20	57,80	58,00	R2
3		66,60	59,50	63,05	R3
4		54,90	54,60	54,75	R2
5		58,00	56,70	57,35	R3
6		52,30	51,90	52,10	R1
7	N. 203.912 del 04.11.05	49,60	52,70	51,15	R3
8		48,70	49,30	49,00	R1
9		50,50	51,30	50,90	R2
10	N. 209422 del 29.03.06	50,00	52,60	51,30	R3
11		49,50	44,00	46,75	R1
12		48,40	51,40	49,90	R2
13	N. 209422 del 29.03.06	52,30	51,80	52,05	R3
14		45,90	50,60	48,25	R1
15		50,70	49,90	50,30	R2
16		52,50	50,40	51,45	R1
17		55,40	50,40	52,90	R2
18		63,10	60,00	61,55	R3
19	N. 217286 del 17.10.06	61,90	61,10	61,50	R3
20		58,60	61,00	59,80	R1
21		54,20	66,90	60,55	R2
22	N. 213336 del 05.07.06	50,00	49,20	49,60	R1
23		62,10	59,10	60,60	R3
24		58,10	51,00	54,55	R2

N° Ord	Certif. N°	Provino		Media	Rm
		1° Cub	2° Cub		
25	N. 209422 del 29.03.06	55,20	49,70	52,45	R2
26		60,10	62,00	61,05	R3
27		51,00	51,70	51,35	R1
28	N. 209423 del 29.03.06	52,50	41,50	47,00	R1
29		55,50	58,80	57,15	R3
30		48,60	50,90	49,75	R2
31	N. 209484 del 30.03.06	48,50	51,10	49,80	R1
32		57,00	57,60	57,30	R2
33		62,70	61,10	61,90	R3
34	N. 210805 del 09.05.06	49,00	51,00	50,00	R1
35		56,00	59,00	57,50	R3
36		56,10	58,80	57,45	R2
37	N. 213336 del 05.07.06	55,70	60,00	57,85	R1
38		56,60	59,70	58,15	R2
39		65,80	61,20	63,50	R3
40	N. 217286 del 17.10.06	67,40	62,80	65,10	R3
41		49,00	49,00	49,00	R1
42		56,20	58,70	57,45	R2
43	N. 213336 del 05.07.06	49,70	49,60	49,65	> 48,5 N/mm ²

Valore minimo di R1 = 46,75 > Rck - 3,5 = 41,5 N/mm²

Valore minimo di Rm = 49,32 > Rck + 3,5 = 48,5 N/mm²

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 22 di 110</p>
--	--	--

6.1.5 Prove di controllo sulla qualità dei materiali presenti

Per definire la qualità dei materiali presenti e lo stato di conservazione dell’opera è stata realizzata una campagna di indagine costituita da:

- prelievo di 4 carote di calcestruzzo dalla trave di banchina (da due siti diversi, 2 prelievi per sito) da sottoporre a prove di compressione;
- prelievo di due barre d’armatura dalla trave di banchina (2 barre $\varnothing 20$) da sottoporre a prove di trazione;
- apertura di 2 nicchie delle testate di ancoraggio per verifica visiva dello stato di conservazione e prova di isolamento elettrico del tirante (ERM II, da EN 1537:2002);
- escavo a tergo della trave per ispezione del tirante e prelievo di un trefolo per prove di trazione.

I risultati analitici sono presenti nelle specifiche relazioni di prova.

In sintesi risulta che:

- la resistenza a compressione delle carote di calcestruzzo prelevate dalla trave di banchina è risultata pari a 49,76 – 57,93 – 44,22 – 47,93 MPa;
- le prove di trazione sulle due barre $\varnothing 20$ hanno fornito rispettivamente:
 - $f_y = 488,8$ MPa $f_t = 593,7$ MPa $A_5 = 13,2\%$
 - $f_y = 514,9$ MPa $f_t = 616,5$ MPa $A_5 = 10,83\%$
- le testate degli ancoraggi apparivano in ottime condizioni, senza segni di ruggine come mostrato in Figura 13; la resistenza elettrica misurata in accordo al metodo ERMII è risultata molto maggiore di 100 k Ω (191 e 179 k Ω);
- l’escavo del tirante a tergo della trave mostra la presenza della doppia protezione nella zona della giunzione ripristinata nel 2010-2011 (Figura 14). Il trefolo ha un’area della sezione di 141,35 mm² con una resistenza a rottura di 249 kN pari a 1.765 MPa;



Figura 13 – Fotografia delle testate di ancoraggio della banchina TRATTAROLI NORD



Figura 14 – Fotografia del tirante di ancoraggio a tergo della trave

6.1.6 Valutazione del livello di conoscenza e dei fattori di confidenza

La soluzione strutturale utilizzata per Trattaroli Nord è molto robusta ed i tiranti di ancoraggio hanno una doppia protezione alla corrosione per tutta la lunghezza. Avendo manifestato un dissesto alle testate dei tiranti, che ha comportato un estensivo intervento di sostituzione, sono oggi in perfetto stato di conservazione.

Anche i calcestruzzi della trave di banchina sono in linea con le richieste dell’attuale normativa tecnica.

L’appendice A al capitolo 8 della Circolare applicativa delle Norme vigenti fornisce una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Anche se riferita principalmente agli edifici, la Circolare applicativa fornisce comunque un riferimento anche per il caso in esame. La Tabella 1 ripresa dalla Circolare stessa suggerisce, per le costruzioni in calcestruzzo armato ed acciaio, i seguenti fattori di confidenza da adottare in relazione a tre livelli di conoscenza: conoscenza limitata (LC1), conoscenza adeguata (LC2), conoscenza accurata (LC3).

Tabella 1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato ed acciaio (da Appendice C8A alla Circolare applicativa delle NTC2008)

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Per il caso della banchina TRATTAROLI NORD si ritiene che il livello di conoscenza con i dati reperiti e le prove effettuate sia tale da poter assumere i valori di resistenza dei materiali riportati nel capitolo “Caratteristiche dei Materiali”.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</i></p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 25 di 110</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

6.2 Analisi delle carenze della struttura attuale in relazione alle nuove esigenze di utilizzo

L'analisi della struttura attuale in relazione alle nuove prestazioni richieste indica che:

- il palancolato di banchina, ancorchè robusto, è insufficiente a fronteggiare il momento flettente risultante dalle nuove prestazioni richieste per l'opera;
- il sistema di ancoraggio sommitale è insufficiente a fronteggiare i tiri di progetto risultanti dai nuovi carichi;
- la lunghezza del palancolato principale di banchina, esteso fino a -24,00 m da l.m.m., non supera lo strato di limi argillosi scadenti e compressibili e pertanto la lunghezza del palancolato è insufficiente a garantire la stabilità generale del sistema.

Lo stato di conoscenze attuale e le più importanti prestazioni oggi richieste al banchinamento (ad es. fondale di calcolo a -15,00 m da l.m.m.) portano a preferire soluzioni che minimizzino le incertezze, la cui efficacia possa essere controllata con sicurezza.

Tenendo inoltre conto che tutti gli elementi strutturali si presentano in ottime condizioni, la soluzione di adeguamento può opportunamente fare affidamento sulle strutture esistenti.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 26 di 110</p>
--	--	--

7 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO

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. Considerando inoltre che i terreni superficiali dell'area in esame sono piuttosto scadenti ed in accordo con gli ottimi risultati ottenuti nell'area di Largo Trattaroli realizzando la fondazione degli ancoraggi con la tecnica del jet-grouting, si prevede che i nuovi ancoraggi vengano realizzati con tale tecnologia.

In Figura 15 è mostrata la sezione tipologica della banchina adeguata. Le nuove opere comprendono:

- tre allineamenti di pali $\varnothing 1000$ estesi fino a -35 m da l.m.m. (da +1,25 a -35,0 m da l.m.m.), alla distanza di 1,80, 7,80 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 +1,25 e +2,25 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 Dywidag $\varnothing 47$ 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 +0,50 m su l.m.m.;
- realizzazione dei pali trivellati;
- realizzazione del solettone;
- realizzazione nuovi ancoraggi a bulbo iniettato;
- ripristino piazzali;
- escavo alla profondità di progetto.

Considerando che si è fatto pieno affidamento sui tiranti esistenti, si prevede di eseguire 5 prove speciali di idoneità a conferma dell'adeguatezza di tali elementi strutturali. La prova è finalizzata alla misura del tiro presente sugli ancoraggi, alla verifica dell'integrità dei trefoli sotto piastra e alla verifica della capacità dei cunei di bloccaggio di sostenere in sicurezza i trefoli.

Il tirante viene raggiunto dietro la trave di banchina, i trefoli vengono scoperti e vengono installati dei mini estensimetri. I trefoli vengono quindi tagliati e si verifica l'accorciamento, da cui ricavare il tiro precedente. Le nicchie di testata vengono quindi aperte, ed i trefoli vengono singolarmente estratti insieme al loro dispositivo di bloccaggio. Si invia tale spezzone ad un laboratorio autorizzato che lo sottopone ad una verifica visiva di integrità e ad una prova di trazione tra trefolo e dispositivo di bloccaggio per verificare se si rompe il trefolo o se si sfilava dalla bocca.

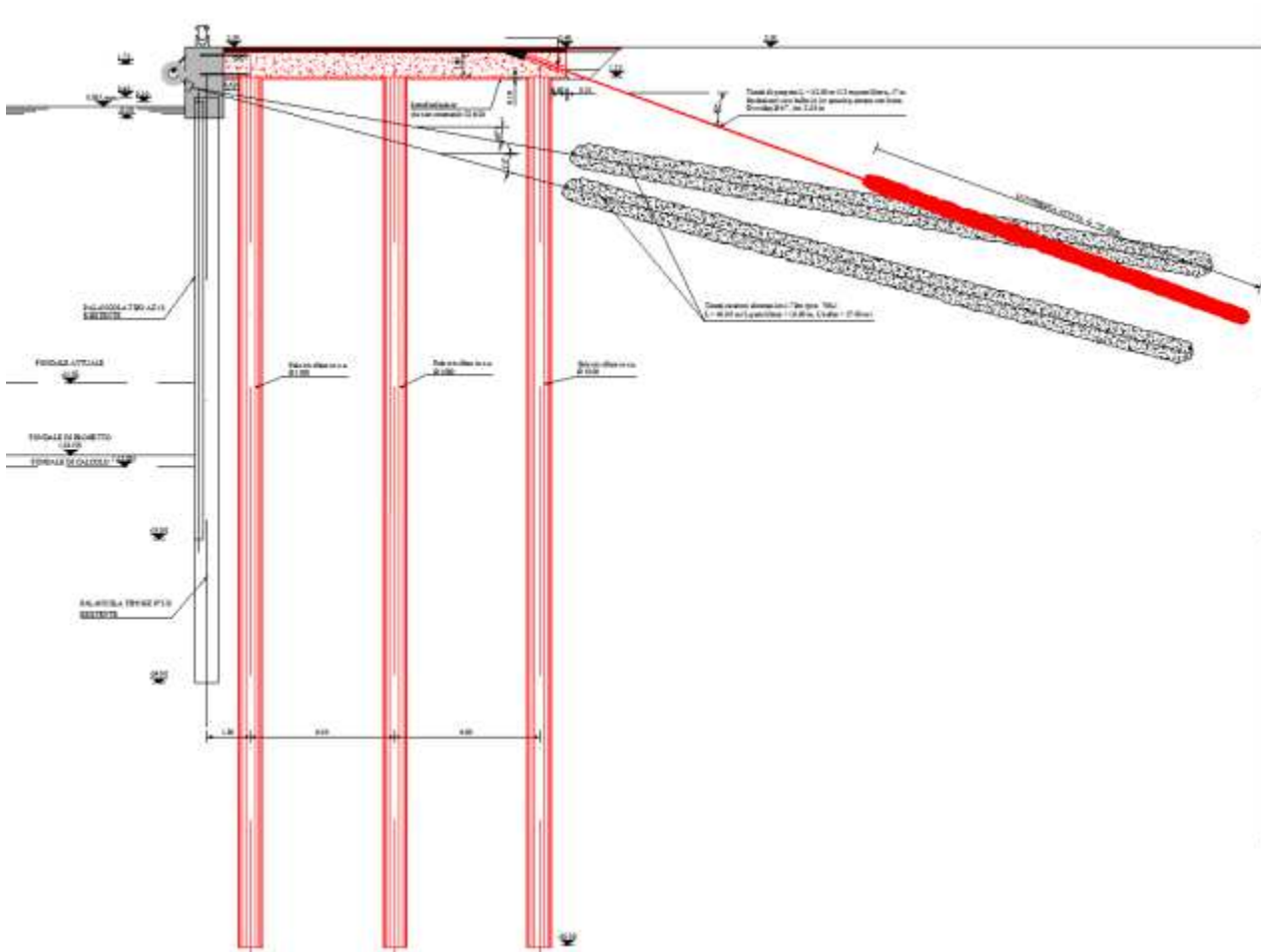


Figura 15 – Sezione adeguata della banchina TRATTAROLI NORD

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 28 di 110</p>
--	---	--

8 RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

8.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL'AREA

Dal punto di vista geologico, l'area della piana costiera romagnola appartiene al bacino di avanfossa di età plio-quadernaria racchiuso a Nord dalle Alpi e ad Ovest dalla Catena Appenninica, poi riempito in età olocenica durante un ciclo trasgressivo-regressivo.

I depositi di pianura e costieri risalgono al Pleistocene e al Medio-Olocene e sono attribuibili al “Subsistema di Ravenna”, un'unità relativamente superficiale, costituita da depositi fluviali intravallivi e di pianura alluvionale, con intercalazioni di sabbie litorali e, nel settore a mare, da sabbie di prodelta e transizione alla piattaforma, il cui spessore aumenta, procedendo progressivamente dal margine appenninico verso il mare, fino a 20-28 metri.

L'attuale assetto stratigrafico dei depositi costieri è strettamente legato alle fasi che hanno caratterizzato la dinamica evolutiva del delta del fiume Po:

- **18000 anni fa** - l'ultima glaciazione del Quaternario provoca la regressione marina che porta all'avanzamento della piana alluvionale del Po fino all'altezza di Pescara.
- **10000 anni fa** - trasgressione marina avvenuta in tempi molto rapidi cosicché il delta del Po arretra fino quasi alla posizione attuale. Durante le fasi di trasgressione l'estesa pianura di *stazionamento basso* venne rapidamente allagata data anche la sua modesta inclinazione, per cui tutti i sedimenti precedentemente depositi e sommersi, vennero rimaneggiati e depositi nuovamente lungo le neofornate linee di costa man mano che esse arretravano verso nord ovest.
- **6000 anni fa** - massimo arretramento della linea di costa fino a raggiungere l'entroterra di Ravenna. In corrispondenza dell'attuale fascia costiera la deposizione avviene in condizioni di mare basso (ambiente di prodelta).
- **da 6000 anni fa ad oggi** - stabilizzazione del livello del mare, progressivo accrescimento e spostamento verso mare della linea di costa ad opera dell'apporto fluviale fino al raggiungimento dell'attuale configurazione delle aree emerse con la formazione delle zone lagunari della Pialassa del Piombone.

Tale breve ricostruzione della geologia recente fornisce un'efficace chiave di lettura della sequenza stratigrafica sintetizzata nella sezione proposta da Amorosi *et al.* (1999) e mostrata in Figura 16; nell'immagine si riconoscono le associazioni di facies ed il codice di riconoscimento delle singole litofacies che caratterizzano il Subsistema di Ravenna (CARG – Foglio 223 Ravenna).

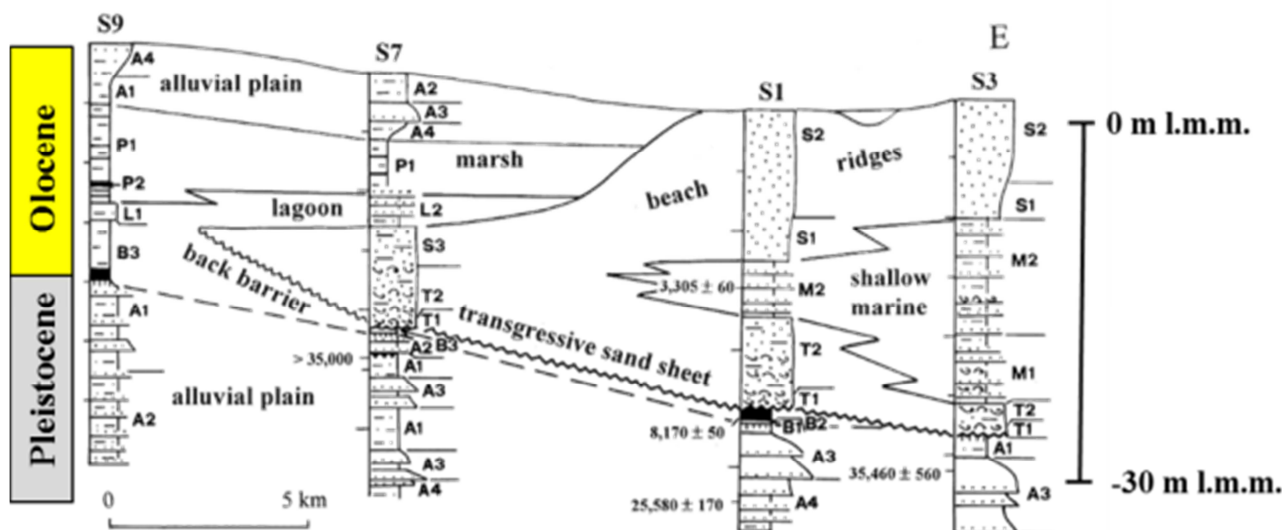


Figura 16 – Stratigrafia del Subsistema di Ravenna ricostruita lungo l’allineamento (W-E) Villanova – Borgo Anime – Porto (CARG – Foglio 223 Ravenna); l’area oggetto di studio si colloca fra i sondaggi S1 ed S3

Nella successione stratigrafica si individua l’arrivo della trasgressione Olocenica in corrispondenza di **depositi sabbiosi di retro barriera** (facies B) e degli **strati sabbiosi trasgressivi** sovrastanti (facies T, 8000-9000 anni fa) posti ad una profondità di 30 m lungo la linea di costa che tende a diminuire verso ovest. Sopra i depositi sabbiosi si trovano i **sedimenti fini di prodelta** (depositi di mare basso, facies M) che mostrano una geometria a cuneo con diminuzione di spessore verso ovest. L’evoluzione successiva è controllata dalla deposizione degli spessi depositi sabbiosi attribuibili a **cordoni litorali e dunali** (facies S). Nelle zone più interne, sopra i depositi sabbiosi, si osservano sedimenti recenti legati all’evoluzione dei sistemi fluviali più importanti. Fra le verticali dei sondaggi S1 ed S3 si rinvenivano **depositi di palude salmastra** (facies P) appartenenti agli ambienti palustri della Pialassa.

Al di sotto del Subsistema di Ravenna sono riconoscibili i **depositi di piana alluvionale** (facies A) del tardo-pleistocene (circa 15.000 anni fa).

I profili penetrometrici risultanti lungo tutto il canale si correlano bene con la ricostruzione presentata, schematizzata nella sezione geologica dei sedimenti recenti del Ravennate di Figura 17 (da Carta Geologica d’Italia, foglio 223). Sulla stessa figura sono infatti sovrapposti i profili di resistenza alla punta di 3 CPT realizzate lungo il canale, di cui la CPTu3/2014 realizzata presso la Darsena San Vitale, la CPT8/1978 realizzata a Largo Trattaroli, la CPTu21/2014 realizzata a Porto Corsini: si osserva un’ottima correlazione tra le resistenze alla punta delle prove penetrometriche e la variabilità delle quattro unità litologiche individuate nell’area portuale.

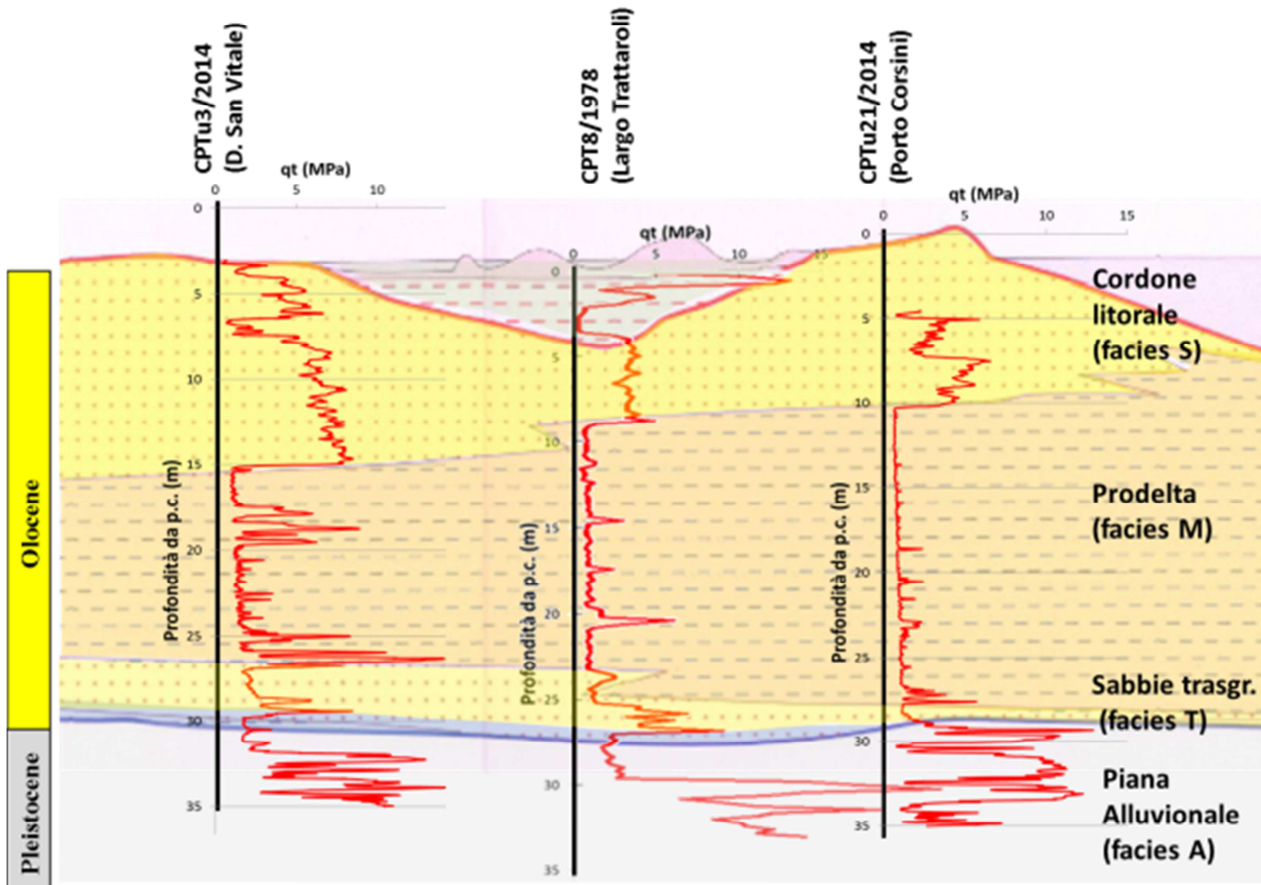


Figura 17 - Sovrapposizione fra la resistenza penetrometrica corretta misurata nelle verticali CPTu3/2014, CPT8/1978, CPTu21/2014 e la corrispondente sezione geologica dei sedimenti recenti del Ravennate (da Carta Geologica d'Italia, foglio 223)

In sostanza risulta concettualmente utile suddividere l'area portuale in 3 settori, sulla base dell'andamento del tetto del cordone litorale di facies S (Figura 18):

- Settore EST: rappresentativo di Marina di Ravenna e Porto Corsini è caratterizzato dal Cordone litorale S affiorante ma di limitato spessore ($s = 7-8$ m) ed un deposito di Prodelta di grande potenza ($s > 15$ m) e con solo sporadici livelli permeabili;
- Settore CENTRALE: rappresentativo di Largo Trattaroli è caratterizzato dalla presenza dei depositi di palude salmastra nei primi metri da piano campagna e da uno spessore delle sabbie di cordone litorale ridotto a pochi metri ($s < 5-6$ m);
- Settore OVEST: rappresentativo della Darsena San Vitale è caratterizzato da una elevata potenza delle sabbie di Cordone litorale S, che raggiungono spessori dell'ordine dei 15 m e da un ridotto spessore del Deposito di Prodelta ($s < 10$ m) che si presenta anche intercalato da numerosi livelli e lenti sabbiose.

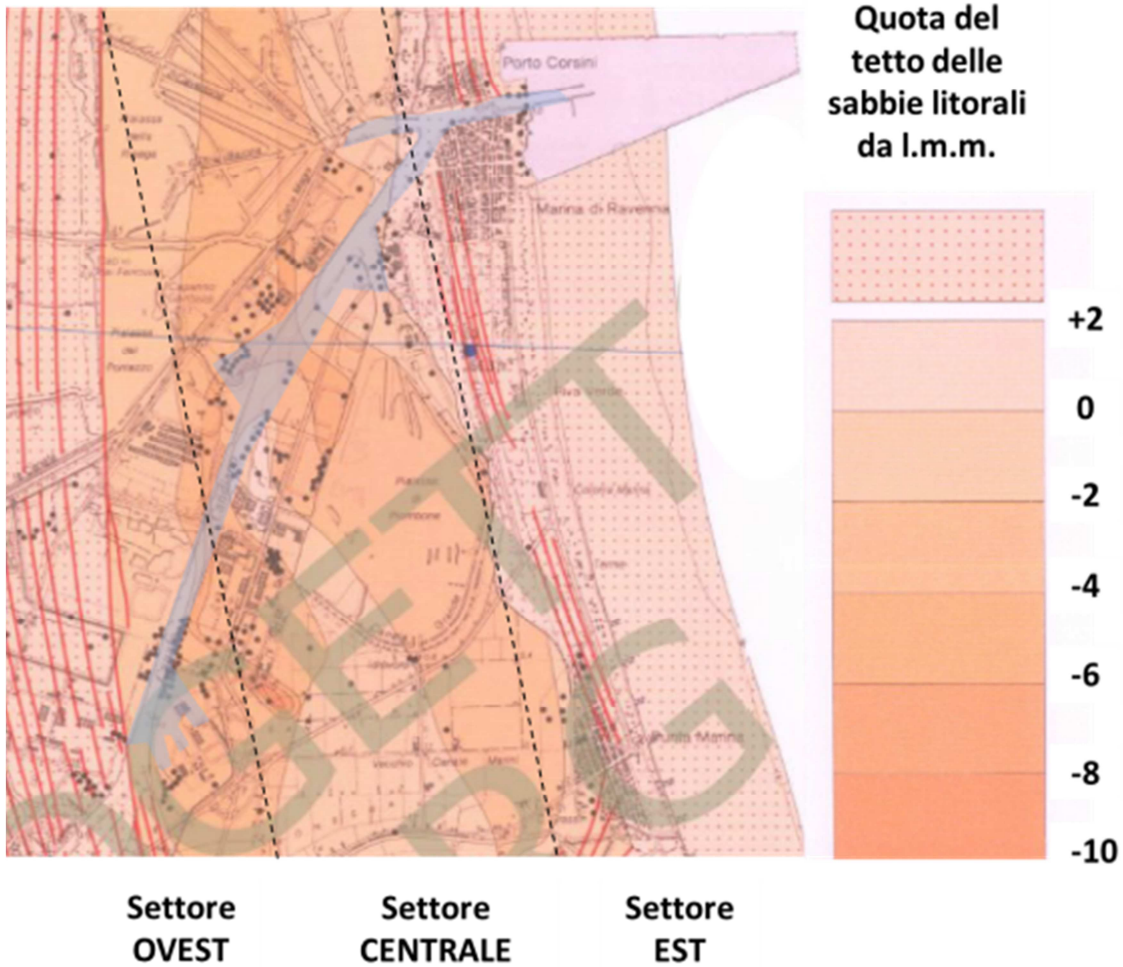


Figura 18 – Profondità del tetto delle sabbie litorali e suddivisione in settori omogenei



8.2 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO e CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per la definizione della successione stratigrafica di dettaglio relativa alla banchina in questione si fa riferimento al profilo delle unità geotecniche costruito sulla base della recente campagna di indagine (2014), mostrato in Figura 19 relativamente al tratto di interesse.

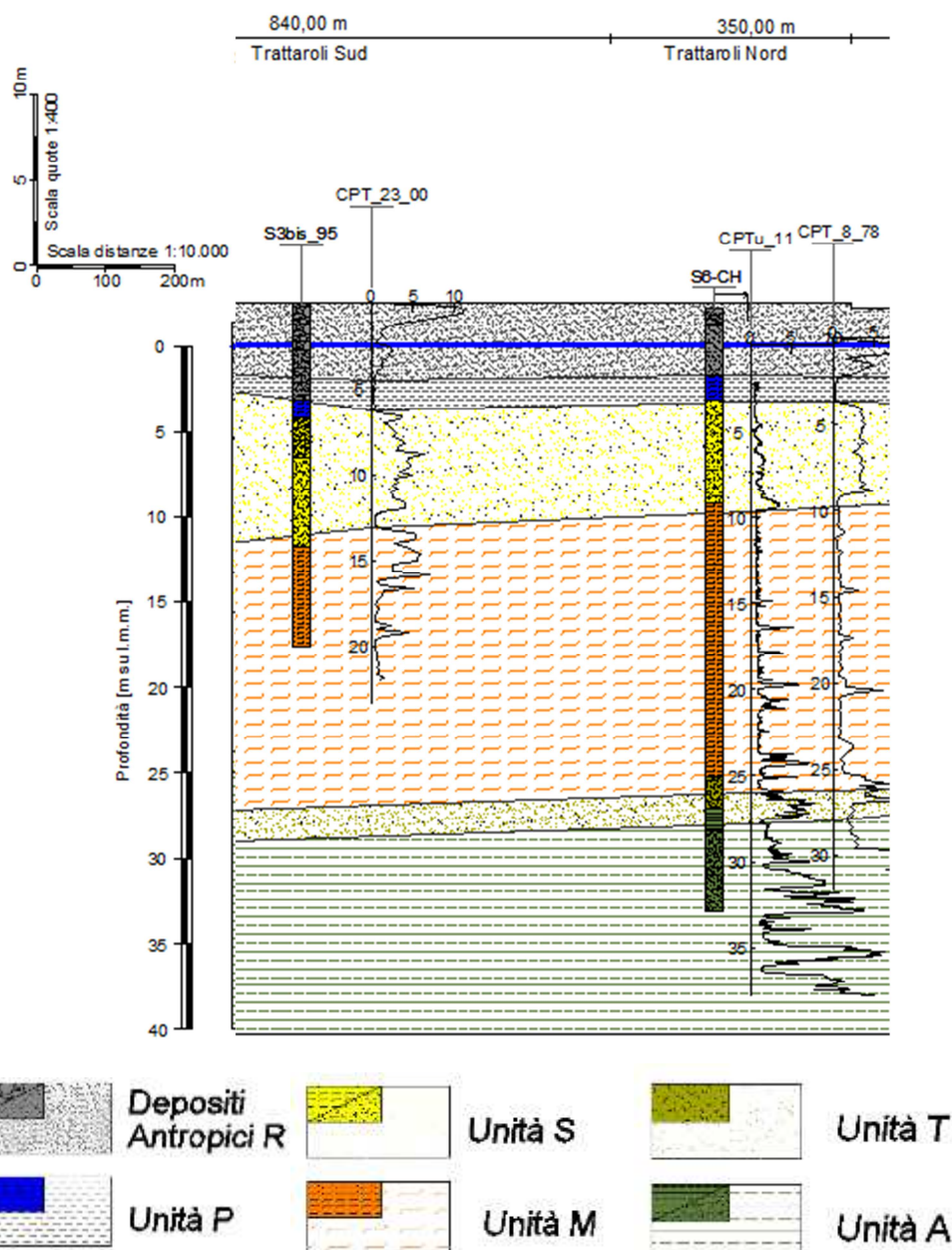


Figura 19 – Profilo delle unità geotecniche nel tratto di interesse

Dal profilo si osserva che nel tratto di interesse lo spessore dello strato sabbioso superficiale (Unità S), molto significativo ai fini progettuali, è piuttosto limitato e compreso tra -4,0 e -10,0 m da l.m.m.



Tale stratigrafia è abbastanza coerente con i risultati della campagna geotecnica integrativa eseguita in occasione della Perizia di variante del 2005, rappresentata in Figura 20.

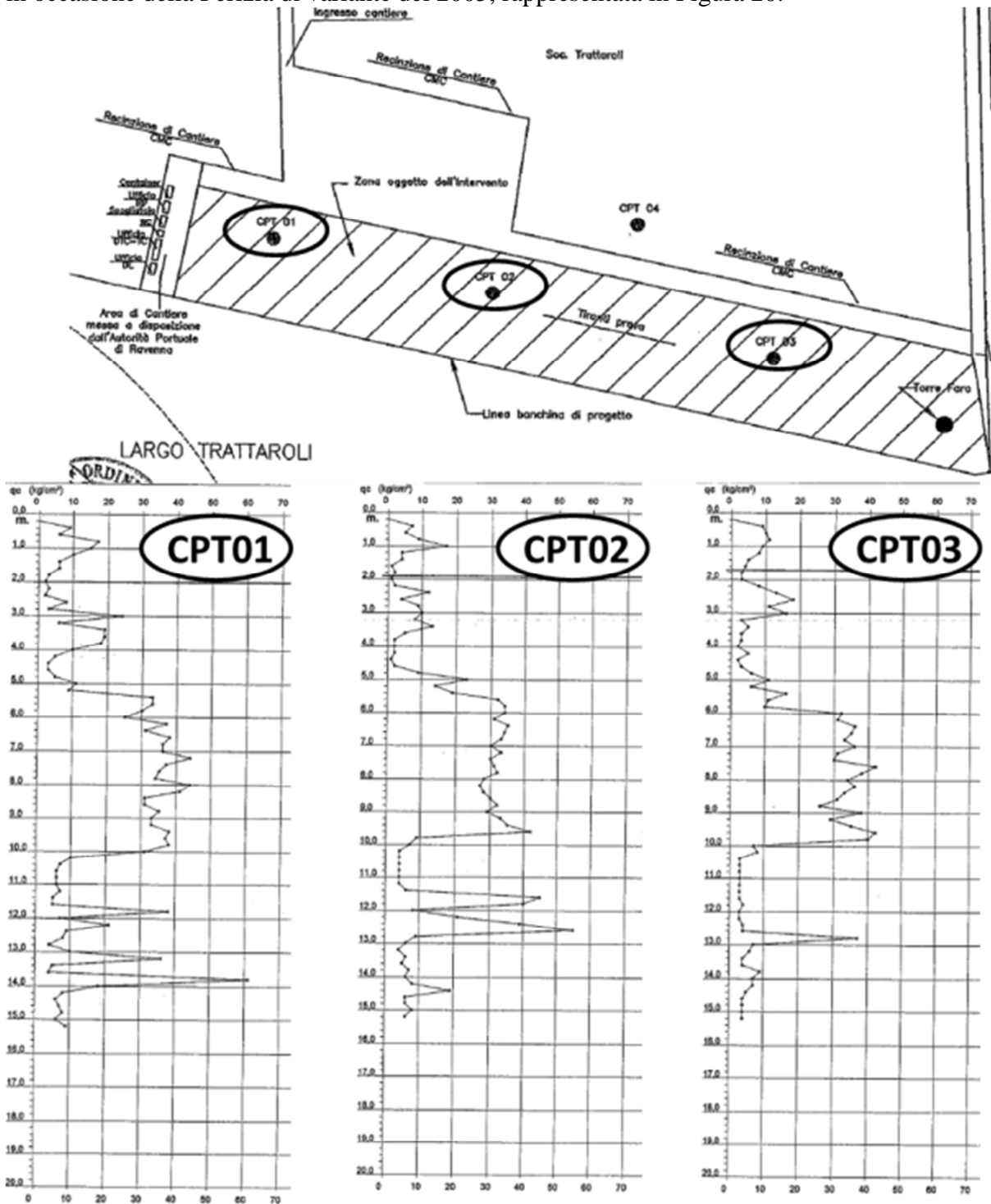


Figura 20 – Prove geotecniche integrative del 2005 (da Perizia di Variante)

In definitiva si adotta la seguente successione stratigrafica di riferimento:

- Deposito antropico (R) +2,5 / -2,0 m su l.m.m.
- Depositi di Palude (P) -2,0 / -4,0 m su l.m.m.
- Sabbie Dunali (S) -4,0 / -10,0 m su l.m.m.
- Limi Argillosi (M) -10,0 / -26,0 m su l.m.m.
- Sabbie profonde (T) -26,0 / -28,0 m su l.m.m.
- Alluvioni profonde (A) z < -28,0 m su l.m.m.

Per la scelta delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti si fa riferimento al quadro sinottico generale dei parametri geotecnici (Tabella 2) ottenuti dall’elaborazione del complesso delle indagini disponibili al porto di Ravenna, i cui dettagli possono essere trovati nella relazione geotecnica generale.

Tabella 2. Quadro sinottico generale dei parametri geotecnici (da Rel. geotecnica generale)

			Litotipo S e T	Litotipo P	Litotipo M	Litotipo A	
						porzione fine	porzione granulare
			Depositi S (sabbie fini di cordone litorale) Depositi T (strati sabbiosi trasgressivi)	Deposito P di palude	Deposito M preval. coesivo di prodelta	Deposito A di piana alluvionale	
Peso di volume	γ [kN/m ³]		17,5-19,5	17,0-18,0	17,5-19,5	18,5-20,5	
Peso specifico dei	γ_s [kN/m ³]		27,40	n.d.	27,70	26,5	n.d.
Contenuto d’acqua	w [%]		22-30	40	25-40	22-33	n.d.
Limite liquido	LL [%]		-	n.d.	30-55	32-57	n.d.
Indice di plasticità	IP [%]		-	n.d.	10-30	12-33	n.d.
Coeff. di spinta a riposo	k_0 [-]		-	n.d.	0,4-0,6	0,5-0,6	n.d.
Grado di sovraconsolidazione	OCR		-	1	1	1 - 2	
Densità relativa	DR [%]	CPTu	30-50	-	-	-	20-40
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	c' [kPa]	T.D	0 30	n.d.	0 30	0 28	-
		L.S.	0 38				
	ϕ' [°]	CU-CD	L.I. 0 34 L.S. 0 39	n.d.	0 28 0 32		
		DMT	34-36	-	-	-	n.d.
Parametri di resistenza in tensioni totali	cu [kPa]	UU	-	n.d.	20-60	60-110	-
		DMT	L.I. - L.S. -	5-30	0,15 σ'_v 0,22 σ'_v	0,15 σ'_v 0,30 σ'_v	-
	CPTu	L.I. - L.S. -	10-20	0,12 σ'_v 0,26 σ'_v			
		DH	27-63	n.d.	47-100	110-195	
Modulo di taglio a piccole deformazioni	G ₀ [MPa]	CH	45	25	35-60	75-90	
		Re.Mi.	40-100	n.d.	80-160	90-160	
		Colonna Risonante	65-95	n.d.	70-140	120	-
		CPTu	40-80	n.d.	25-70	-	-
Moduli elastici operativi	E _t [MPa]	CPTu	20-50	n.d.	n.d.	n.d.	50-70
Moduli edometrici	M [MPa]	σ'_v :50-100kPa σ'_v :100-200kPa σ'_v :200-400kPa	-	n.d.	1,8-4,0 2,0-7,0 3,0-11,0	6,0 - 9,0 9,0 - 15,0	-
	M _{oprt} [MPa]	DMT	20-45	1-4	2-6	-	-
	M [MPa]	CPTu	-	1-3	2-6	5-10	-
Coeff. di compressibilità	C _c [-]		-	n.d.	0,17-0,36	0,20 - 0,30	-
Coeff. di rigonfiamento	C _s [-]		-	n.d.	0,02-0,05	0,02 - 0,06	-
Coeff. di consolidazione verticale	c _v [m ² /s]		-	n.d.	2·10 ⁻⁴ 7·10 ⁻⁷	n.d.	-

Per scegliere il valore più appropriato dei parametri geotecnici ai terreni presenti nel tratto in esame si fa riferimento ai parametri ricavati dall’elaborazione delle prove eseguite nella stazione di



indagine A: sondaggio S6, CPTu11, DMT-7, nonché dai risultati della CPT8_78. I risultati principali dell'elaborazione delle indagini nella stazione A sono schematizzati in Figura 21.

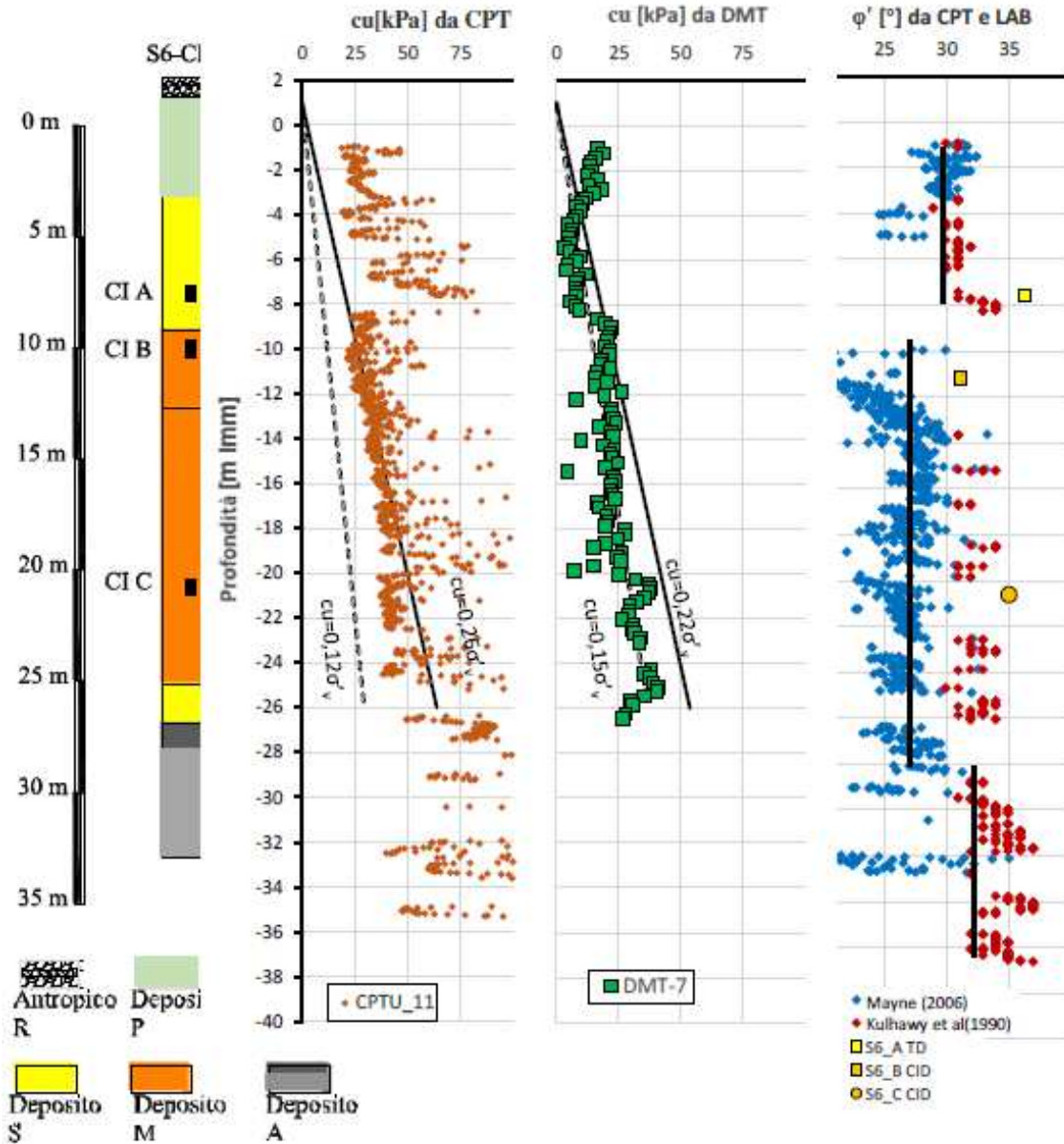


Figura 21 – Principali parametri geotecnici ottenuti dall'elaborazione delle verticali di prova della Stazione A

Per la caratterizzazione specifica delle sabbie di cordone (S), si fa riferimento all'elaborazione della CPT 8_78 di Figura 22.

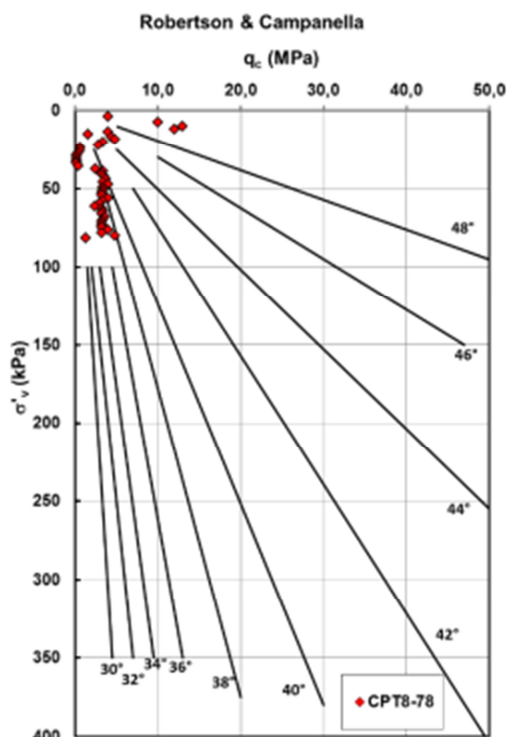


Figura 22 – Stima dell’angolo di attrito da CPT secondo Robertson e Campanella

Pertanto i parametri geotecnici scelti per ogni unità geotecnica presente sono indicati in Tabella 3. Per le alluvioni profonde, considerando l’alternanza tra livelli coesivi e granulari, si sceglie una caratterizzazione da deposito prevalentemente coesivo.

Tabella 3. Parametri geotecnici scelti per le unità geotecniche presenti

		Profondità (m da l.m.m).	γ (kN/m ³)	E_{50}' (kN/m ²)	ν (-)	c_k' (kPa)	φ_k' (°)
(P)	Depositi di Palude	-2,0 / -4,0	17,50	3.000	0,25	-	26
(S)	Sabbie Dunali	-4,0 / -10,0	18,00	15.000	0,25	-	36
(M)	Limi Argillosi	-10,0 / -26,0	18,00	4.000	0,25	-	28
(T)	Sabbie profonde	-26,0 / -28,0	18,50	25.000	0,25	-	33
(A)	Alluvioni profonde	-28,0 / -40,0	19,00	20.000	0,25	-	28

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: right;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 37 di 110</p>
--	--	---

8.3 SICUREZZA DELL'OPERA

8.3.1 Quadro normativo

Il presente documento è redatto in conformità alle prescrizioni del Decreto Ministeriale Infrastrutture del 14 gennaio 2008 (**DM Infrastrutture 14 gennaio 2008**, nel seguito indicato come DM 2008) e della relativa circolare applicativa (**Circolare 2 febbraio 2009 n.617/C.S.LL.PP.**).

Le verifiche di sicurezza sono svolte secondo il metodo semi-probabilistico con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali. In base a tale metodo, ogni singola causa di incertezza, sulle sollecitazioni, sui materiali, sulle resistenze, sugli schemi di calcolo etc... viene pesata con un apposito coefficiente, detto appunto di sicurezza parziale, che è proporzionato all'influenza ed al grado di incertezza di norma attribuibili al parametro considerato.

I dimensionamenti delle opere tengono conto dei possibili Stati Limite Ultimi (**SLU**) e di esercizio (**SLE**) per le condizioni statiche e dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**) e di danno (**SLD**) per le condizioni sismiche.

8.3.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per ogni stato limite ultimo è stato verificato il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Gli effetti delle azioni di progetto possono essere calcolati applicando il coefficiente di sicurezza parziale, o direttamente sulle azioni o sull'effetto finale:

$$E_d = E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d),$$

$$E_d = \gamma_E E(F_k, X_k/\gamma_M, a_d).$$

E_d effetti delle azioni di progetto, azioni di progetto

F_k azioni di progetto caratteristiche

X_k parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)

a_d geometria di progetto

γ_F coefficienti parziali per le azioni

γ_E coefficienti parziali per gli effetti delle azioni

γ_M coefficiente parziali per i materiali

Il Decreto del 2008 fornisce un solo gruppo di valori numerici, valido sia per γ_F che per γ_E .

Le azioni di progetto E_d , possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe.

L'entità delle azioni influenza anche i valori delle resistenze geotecniche di progetto, per le quali la fattorizzazione può avvenire, a sua volta, agendo sui parametri del terreno, sulle resistenze calcolate o su entrambe.

Le resistenze R_d , possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe. L'entità delle azioni influenza infatti anche i valori delle resistenze geotecniche:

$$R_d = R(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d)/\gamma_R$$

R_d resistenza di progetto

- F_k azioni di progetto caratteristiche
 X_k parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)
 a_d geometria di progetto
 γ_F coefficienti parziali per le azioni
 γ_M coefficienti parziali per i materiali (parametri geotecnici dei terreni)
 γ_R coefficienti parziali per le resistenze

Il Decreto 2008 propone per alcune opere geotecniche approcci alternativi (Approccio 1 e Approccio 2), per altre un solo approccio; fornisce inoltre per ciascuna combinazione prevista i coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Tabella 4. Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratteristiche): γ_F (o γ_E).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	A1	A2
Permanenti	Sfav.	γ_{G1}	1.3	1.0
	Fav.	γ_{G1}	1.0	1.0
Permanenti non strutturali	Sfav.	γ_{G2}	1.5	1.3
	Fav.	γ_{G2}	0	0
Variabili	Sfav.	γ_{Qi}	1.5	1.3
	Fav.	γ_{Qi}	0	0

Tabella 5. Coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno: γ_M

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente della resistenza a taglio	ϕ'	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coazione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c_u	γ_{c_u}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 6. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche degli ancoraggi

Resistenza	Simbolo	R2
temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tabella 7. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Resistenza	Simbolo	R2
	γ_R	1.1

Tabella 8. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per pali di fondazione: γ_R

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3	R1	R2	R3
	γ_R	infissi			trivellati		
Base	γ_b	1	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 39 di 110</p>
--	--	--

Tabella 9. Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica degli ancoraggi in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	≥5
ξ_3	1.8	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_4	1.8	1.70	1.65	1.60	1.55

8.3.1.2 Approcci e combinazioni utilizzate

Nel presente progetto si sono utilizzati:

- per la verifica delle opere di sostegno: Approccio 1. Per le strutture di sostegno flessibili l'Approccio 1 (con le due combinazioni: A1+M1+R1 e A2+M2+R1) è l'unico approccio progettuale previsto dalla norma;
- per la verifica dei pali di fondazione: Approccio 2, combinazione A1+M1+R3;
- per la verifica allo stato limite di sfilamento dei tiranti di ancoraggio: la combinazione A1+M1+R3;
- per la verifica della stabilità globale delle opere: A2+M2+R2.

Nell'ambito delle verifiche in condizioni sismiche si ricorda che le azioni vengono combinate senza amplificare i carichi permanenti ed utilizzando il coefficiente di combinazione per gli eventuali carichi variabili, come previsto al § 3.2.4 della DM 14.1.08.

8.3.1.3 Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)

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 10. 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 10. 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.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 41 di 110</p>
--	---	--

8.3.3 Azioni sulle opere

Per le opere in progetto è necessario considerare le azioni dovute al peso proprio del terreno, ai sovraccarichi, alla gru di banchina, all’acqua, al tiro alla bitta e al sisma.

8.3.3.1 Sovraccarico di banchina

Trattandosi di una banchina portuale operativa, come richiesto dalla committenza, si assume un valore caratteristico q delle azioni variabili unitarie (pressione) di:

$$q = 60 \text{ kPa}$$

8.3.3.2 Tiro alla bitta

Il tiro alla bitta risulta pari a 1.000 kN, da intendersi come valore caratteristico. Le bitte sono poste ad una distanza di 25m. Pertanto, nel modello 2D il carico della bitta può essere inserito come un carico di linea di intensità pari a:

$$b = 40 \text{ kN/m}$$

8.3.3.3 Gru di banchina

Il banchinamento in questione deve essere idoneo all’operatività di gru semoventi. La committenza ha indicato quale gru di riferimento già operante nel porto di Ravenna la LHM 400 della Liebherr attualmente operante presso la banchina Marcegaglia.

Si premette che le gru semoventi sono generalmente adattabili a diverse condizioni d’uso con la modifica delle dimensioni degli stabilizzatori o con l’applicazione di contrappesi, per cui la semplice indicazione del modello non è sufficiente a definire compiutamente i carichi. Per questo nel seguito, sulla base dei dati disponibili, si farà riferimento a specifiche condizioni di carico che dovranno essere opportunamente considerate dai terminalisti per la scelta dei mezzi meccanici e dei dispositivi ausiliari utilizzabili sul banchinamento.

Dalla scheda fornita dal committente (vedi Relazione Generale) si ricavano e si assumono i seguenti valori di progetto per la gru LHM 400:

- azione massima sullo stabilizzatore $F_k = 2400 \text{ kN}$
- dimensioni dello stabilizzatore: $1,80 \text{ m} \times 5,50 \text{ m}$

Qualora condizioni operative richiedano il superamento di tale valore occorrerà prevedere opportuni accorgimenti tecnologici per permetterne l’utilizzo sulle banchine in questione (ad es. stabilizzatori di dimensioni maggiori).

8.3.3.4 Azioni sismiche

La Norma Nazionale prescrive che sotto l’effetto delle azioni sismiche di progetto deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In particolare il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito (§7.1 NTC2008):

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno (**SLD**);

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 42 di 110</p>
--	--	--

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**).

Al riguardo, la Norma non considera necessario eseguire le verifiche di sicurezza dei manufatti nei confronti dello Stato Limite di Collasso (**SLC**), riservate alle sole costruzioni provviste di isolamento sismico, come espressamente richiamato al §C7.1 della Circolare applicativa della Norma ed esplicitato nella Tabella C.7.1.I della medesima Circolare. In particolare, la Tabella C.7.1.I individua lo stato limite SLV come unico Stato Limite Ultimo da considerare per l'analisi in condizioni sismiche di muri di sostegno, paratie, ancoraggi, rilevati e scavi, fondazioni.

Pertanto, con riferimento agli stati limite pertinenti, la norma fornisce le seguenti definizioni:

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di suolo A), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per la banchina in progetto, come concordato con la Committente si considerano le seguenti prescrizioni per le strutture:

- vita nominale: 50 anni;
- classe d'uso: III (coefficiente d'uso 1,5);

Il periodo di riferimento da considerare (V_R) è quindi pari a 75 anni.

In base allo Stato Limite considerato l'azione sismica sarà dunque valutata (Tab.3.2.I, delle NTC2008):

- per una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento definito (75 anni) allo Stato Limite di Danno;
- per una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento definito (75 anni) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

In sostanza le ipotesi fatte sul periodo di riferimento portano, in termini di strategia di progettazione, a considerare un evento sismico con un tempo di ritorno pari a $T_R=75$ anni per lo **SLD** e $T_R=712$ anni per lo **SLV**.

In Figura 23 sono indicate le coordinate geografiche della banchina in esame.

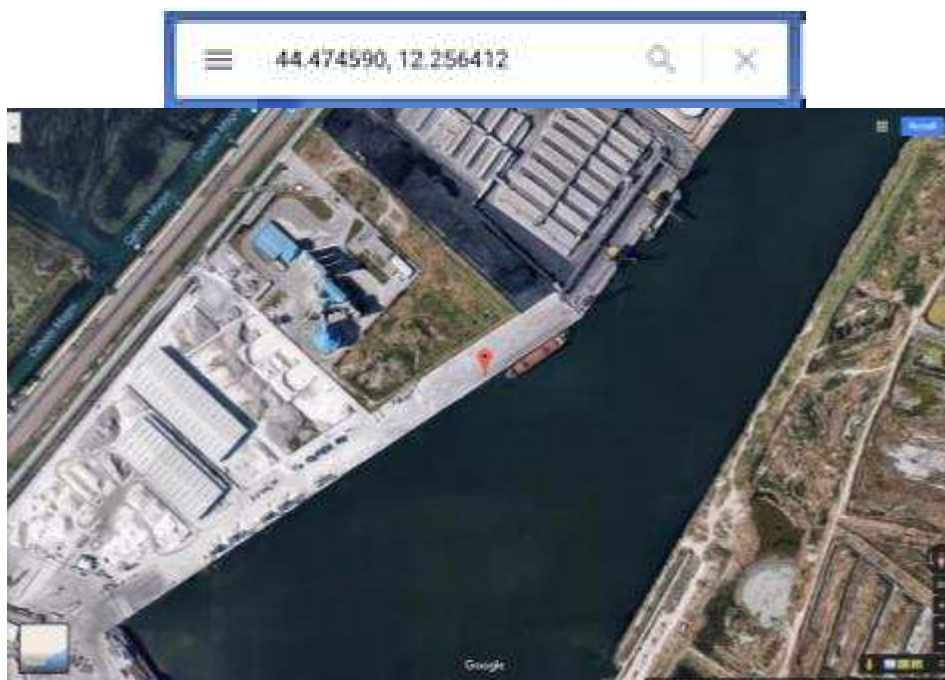


Figura 23 – Coordinate geografiche della banchina in esame (da Google maps)

Tenendo conto del periodo di riferimento e della localizzazione geografica della banchina si ottengono i seguenti valori dell’accelerazione orizzontale di riferimento su suolo rigido:

$$\text{SLD } a_g = 0,063g$$

$$\text{SLV } a_g = 0,171g$$

Applicando quindi i coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s) per la categoria di sottosuolo D, e di amplificazione topografica (S_T) si ottiene l’accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) di Ravenna:

	a_g	F_0	S_s	S_T	a_{max}/g
SLD	0,063	2,502	1,800	1,00	0,113
SLV	0,171	2,552	1,745	1,00	0,298

Quando si utilizzano metodi di analisi di tipo pseudostatico l’azione sismica viene definita mediante un’accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. I coefficienti sismici orizzontali e verticali devono essere pertanto valutati in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume significativo per l’opera e della capacità del sistema di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza (Figura 24).

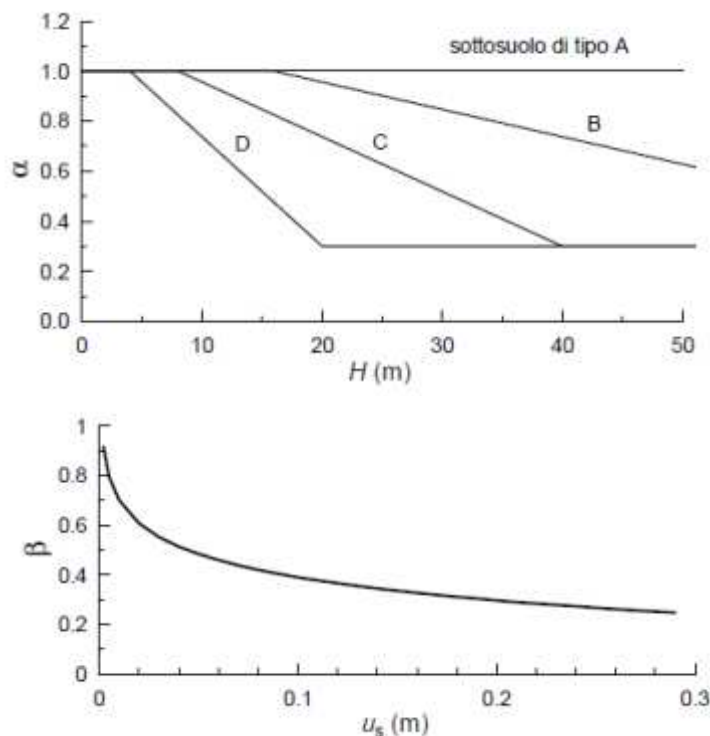


Figura 24 – Utilizzo di metodi pseudostatici per il calcolo delle paratie: valutazione del coefficiente di deformabilità α (in alto) e di spostamento β (in basso)

Per la banchina in progetto possono essere utilizzati i seguenti valori:

- **Banchina - SLV:** $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{\max}/g) = 0,2 \cdot 0,298 = 0,060$
 $k_v = 0$
- **Banchina - SLD:** $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{\max}/g) = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0,113 = 0,034$
 $k_v = 0$

Tali valori sono stati scelti in base alle seguenti considerazioni:

In SLV un palancolato di altezza $H = 30$ m su suolo di tipo D permette di assumere $\alpha = 0,3$; il valore di β coerente con uno spostamento plastico permanente di 5 cm è pari a 0,55. Essendo il prodotto dei due coefficienti pari a $0,165 < 0,2$, si deve assumere 0,2. In ogni caso il valore di β assunto per le verifiche SLV è relativo a valori di spostamento largamente inferiori allo 0,5% H .

In SLD si valuta il comportamento dell'opera assumendo $\beta=1$, cioè senza ammettere spostamenti permanenti.

Per le analisi delle condizioni di stabilità generale dell'opera con metodi pseudostatici è possibile valutare il coefficiente sismico orizzontale riducendo l'accelerazione massima attesa al sito per un coefficiente di riduzione β_s (Tabella 11).

Tabella 11. Coefficienti di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Quindi, le analisi di stabilità generale con metodi pseudostatici possono essere eseguiti con i seguenti valori dei coefficienti sismici:

- **SLV:** $k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0,24 \cdot 0,298 = 0,072$ $k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,036$

Il valore di $\beta_s = 0,24$ tiene conto della categoria di sottosuolo e del campo di accelerazione attesa.

In alternativa la Norma ammette l’utilizzo del **metodo agli spostamenti** per l’analisi delle condizioni sismiche dell’opera, che implica una valutazione dello spostamento indotto dal sisma sul cinematismo di collasso critico.

A tal fine si determina l’accelerazione che innesca il primo cinematismo critico (cosiddetta accelerazione critica), si valuta il rapporto tra l’accelerazione critica e l’accelerazione massima attesa al sito e si stima lo spostamento permanente indotto tramite degli abachi appositamente costruiti su ampi database accelerometrici. Nel caso in esame si fa riferimento agli abachi proposti da Rampello *et al.* (2008), basati sull’analisi di dati accelerometrici italiani. L’abaco appropriato al caso è relativo alla categoria di sottosuolo D con accelerogrammi scalati a 0,25 g (Figura 25).

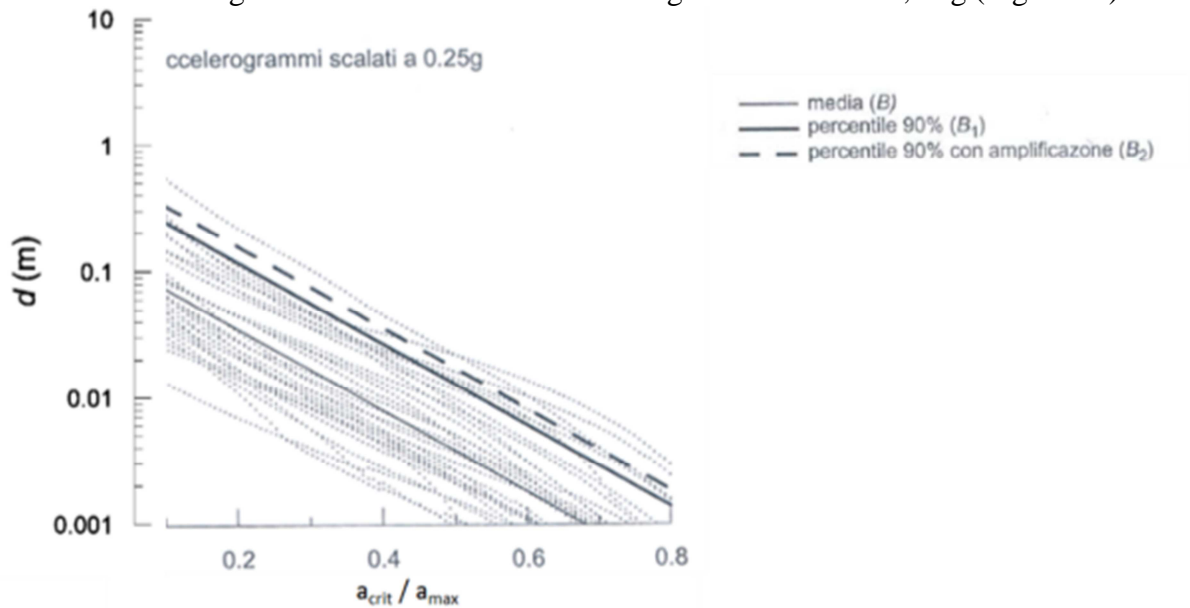


Figura 25 – Abaco per la stima degli spostamenti permanenti indotti da terremoti su suolo D per accelerazione attesa pari a 0,25g ed in funzione del rapporto tra accelerazione critica e massima (da Rampello et al., 2008)

8.3.3.5 Azione idrodinamica (Westergaard)

La presenza dell'acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni sismiche sulle opere portuali. Quando il fronte della superficie di sostegno è impermeabile, la pressione totale dell'acqua che agisce sull'opera di sostegno può essere divisa in due componenti: la pressione idrostatica che cresce linearmente con la profondità e agisce sul muro prima, durante e dopo lo scuotimento sismico, e la pressione idrodinamica, che risulta dall'interazione tra la struttura e l'acqua.

Tale pressione idrodinamica è usualmente stimata con la soluzione di Westergaard (1931) come indicato in Figura 26.

Incremento dinamico
(Westergaard, 1933)

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

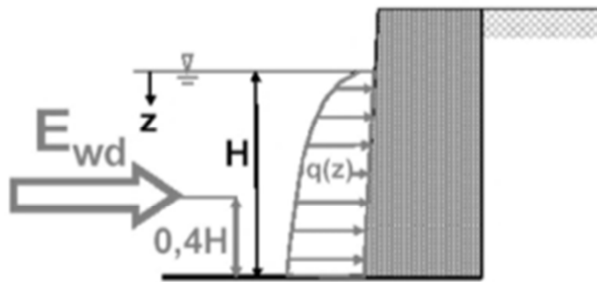


Figura 26 - Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

La pressione idrodinamica agisce sia in una direzione che nell'altra, cioè si manifesta come incremento o decremento della pressione idrostatica agente sull'opera.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo</i> Banchina Trattaroli Nord <i>Relazione di calcolo</i></p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 47 di 110</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

8.3.5 Azioni eccezionali: urto delle imbarcazioni

La committenza ha richiesto di tener conto dell’eventualità dell’urto di una imbarcazione di grandi dimensioni sulla banchina (100000 t di massa a pieno carico). L’Urto delle imbarcazioni, ai sensi del §3.6 delle NTC2008 va inquadrato tra le Azioni Eccezionali da combinare con le altre azioni secondo la previsione del §2.5.3 delle stesse norme tecniche. In Tabella 12 sono indicate le forze statiche equivalenti da considerare per l’urto di imbarcazioni.

Tabella 12. Forze statiche equivalenti agli urti di imbarcazioni (da NTC2008)

Classe imbarcazione	Lunghezza [m]	Massa a pieno carico [t]	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Piccola	50	3000	30000
Media	100	10000	80000
Grande	200	40000	240000
Molto grande	300	100000	460000

Tenendo conto che nei porti le forze di collisione possono essere ridotte del 50% e che la larghezza del canale Candiano permette l’urto solo ortogonalmente alla direzione del moto dell’imbarcazione, la forza statica equivalente da considerare agente sulla banchina Alma Petroli ($F_{Ecc.}$) è pari a:

$$F_{Ecc.} = 460.000 \times 0,5 \times 0,5 = 115.000 \text{ kN}$$

L’area di impatto da considerare, detta L la lunghezza dell’imbarcazione, è di 0,05L in verticale e 0,10L in orizzontale. Pertanto, con le dimensioni di una nave molto grande, l’area d’impatto risulta di 15 m in verticale e 30 m in orizzontale. La pressione uniforme su tale area di impatto è pari a 255 kPa.

8.3.7 Combinazione delle azioni

Le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche agli stati limite sono definite al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008. Le azioni variabili sono state combinate come indicato nella Tabella 13.

Tabella 13. Coefficienti di combinazione delle azioni variabili

	Sovraccarico		Bitta	
SLU1.1		1	Ψ_{01}	1
SLU1.2		1	Ψ_{01}	1
SLV	Ψ_{21}	0,8	Ψ_{22}	0
SLE (rara, sovracc.+bitta)		1	Ψ_{01}	1
SLD	Ψ_{21}	0,8	Ψ_{22}	0
ECC	Ψ_{21}	0	Ψ_{22}	0

Si sottolinea che il tiro alla bitta viene assimilato al carico del vento. Pertanto in presenza dell'azione sismica il tiro alla bitta viene considerato nullo.

Il sovraccarico variabile di banchina, considerando la destinazione d'uso dell'opera, è stato cautelativamente equiparato alla categoria E (Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale). In ogni caso in combinazione rara si assume prudenzialmente un coefficiente di combinazione unitario.

Le analisi relative all'urto di una imbarcazione di grandi dimensioni, presentate separatamente in un apposito paragrafo, sono state cautelativamente eseguite ipotizzando un sovraccarico di banchina nullo.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 49 di 110</p>
--	--	--

8.4 ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO

Nel caso in esame, tutte le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte con l'impiego di software dedicati alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quali **Plaxis 2D**.

Il codice di calcolo **Plaxis 2D** utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.); si basa su una discretizzazione del mezzo (definizione della mesh) con l'ipotesi che gli elementi si scambiano le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

Automatic mesh generation: per la definizione della mesh Plaxis utilizza elementi triangolari che vengono generati in maniera completamente automatica, con la possibilità di raffittire gli stessi in corrispondenza di punti di interesse;

Interfaces: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del terreno circostante;

Advanced soil model, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb, come l'Hardening Soil Model che è stato utilizzato per i depositi più significativi;

Staged construction: è possibile simulare processi di costruzione e di scavo per fasi successive permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.

Phi-c reduction: per la valutazione delle condizioni di stabilità globale sono state condotte analisi tipo phi-c reduction. Con tale analisi vengono ridotte progressivamente le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan \phi'$ e c') fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.

Il fattore di riduzione così definito:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}} = \frac{\tan \phi'_{input}}{\tan \phi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

può essere inteso come il margine di sicurezza rispetto ad un fenomeno di instabilità globale.

Il pedice **input** si riferisce alla caratteristica di resistenza adottata per l'analisi in esame, mentre il pedice **reduced** si riferisce alla caratteristica di resistenza per la quale si sviluppa il primo cinematiso di rottura.

Se l'analisi Phi-c reduction viene lanciata a valle di una fase SLE (con parametri caratteristici) il valore di SF può essere assimilato ad un coefficiente di sicurezza globale; se viene lanciata a valle di uno SLU (con parametri ridotti), SF può essere assimilato al margine di sicurezza sulle resistenze: γ_R .

Secondo quanto imposto dalle NT2008 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

e quindi anche

$$E_d \leq \frac{R(\gamma_{M2})}{\gamma_{R2}}$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, che può essere valutato come rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri ridotti del terreno, $R(\gamma_{M2})$ e il fattore parziale $\gamma_{R2} = 1,1$.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 50 di 110</p>
--	--	--

Il software utilizzato è stato validato.

Per i terreni presenti si sono utilizzati due distinti modelli costitutivi:

- per le sabbie (S) e per i limi argillosi (M), i due strati più significativi nel determinare l'interazione terreno-struttura a Ravenna, si è utilizzato un modello elasto-plastico ad incrudimento isotropico e deviatorico (Hardening Soil Model);
- per tutti gli altri terreni si è utilizzato un modello elasto-plastico perfetto con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

8.4.1 Il modello costitutivo Hardening Soil Model: caratteristiche principali

Al fine di modellare con migliore precisione l'interazione struttura-terreno, per i terreni più significativi della stratigrafia di Ravenna, la sabbia (S) e i limi argillosi (M), è stato utilizzato il legame costitutivo 'Hardening Soil Model' (HSM). In tale modello l'evoluzione della superficie di snervamento è legata sia a deformazioni volumetriche che di taglio. L'Hardening Soil si basa sull'ipotesi alla base del noto modello iperbolico di Duncan & Chang (1970), secondo la quale in condizioni di compressione triassiale drenata, la relazione fra sforzo deviatorico q e deformazione assiale ε_a può essere ben approssimata da un'iperbole. Il modello di Duncan però, non prevede l'esistenza di una soglia plastica ed il comportamento risulta elastico, reversibile, mentre l'Hardening Soil Model considera una soglia plastica.

Le caratteristiche principali del modello sono:

- soglia plastica basata sul criterio di rottura di Mohr Coulomb;
- dilatanza del terreno;
- incrudimento deviatorico;
- incrudimento volumetrico;
- tre moduli di rigidezza indipendenti (deviatorico, edometrico e scarico-ricarico);
- dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale;
- possibilità di considerare la storia di carico (pre-consolidazione).

L'idea base nella formulazione dell'Hardening Soil Model è che la curva sforzo – deformazione di un campione di terreno sottoposto ad una prova triassiale consolidata drenata sia descrivibile dalla seguente equazione:

$$-\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q}$$

dove q è l'invariante deviatorico ($q = \sigma_1 - \sigma_3$), q_a è il valore limite asintotico della tensione deviatorica, E_{50} è il modulo elastico al 50% della tensione massima deviatorica e ε_{50} è la corrispondente deformazione principale (Figura 27).

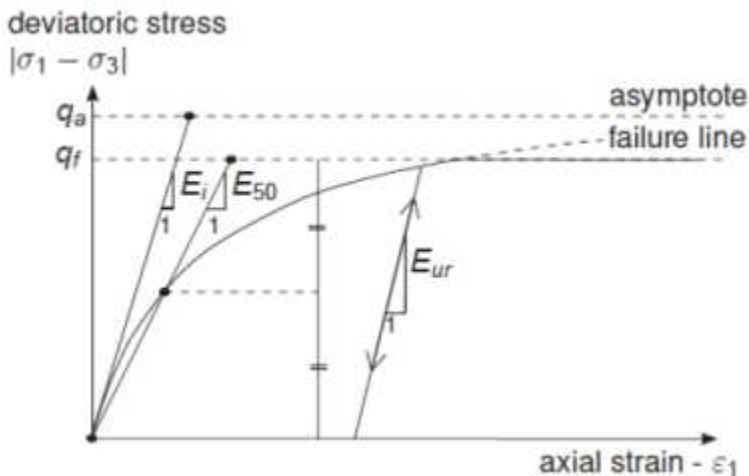


Figura 27 – Parametri principali del modello HSM relativi ad una prova triassiale consolidata drenata

La tensione deviatorica a rottura (q_f) e la tensione limite asintotica (q_a) sono legate dal cosiddetto “failure Ratio” R_f :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

e, considerando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, si ha che:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

In Plaxis $R_f = 0,9$ è assunto come parametro di default.

Per considerare il comportamento anelastico del terreno, con sviluppo di deformazioni irreversibili, l’Hardening Soil Model adotta una formulazione della rigidezza del terreno con tre valori di rigidezza in funzione del percorso di carico considerato:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 + c \cdot \cot \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

dove E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} sono i valori che assumono le rigidezze in corrispondenza di una pressione di riferimento $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$, ed m è un parametro di forma. Il modulo elastico di carico (E_{50}) e di scarico-ricarico (E_{ur}) sono legati alle tensioni principale minima (σ'_3), mentre il modulo edometrico (E_{oed}) è legato alla tensione principale massima (σ'_1). Il coefficiente m regola l’evoluzione del modulo e, se non calibrato su prove reali, può essere assunto pari a 0,5 per le sabbie e 0,8 per le argille.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 52 di 110</p>
--	--	--

In Figura 28 sono mostrati, nel piano degli invarianti di tensione p' e q , le diverse regioni descritte dai parametri considerati.

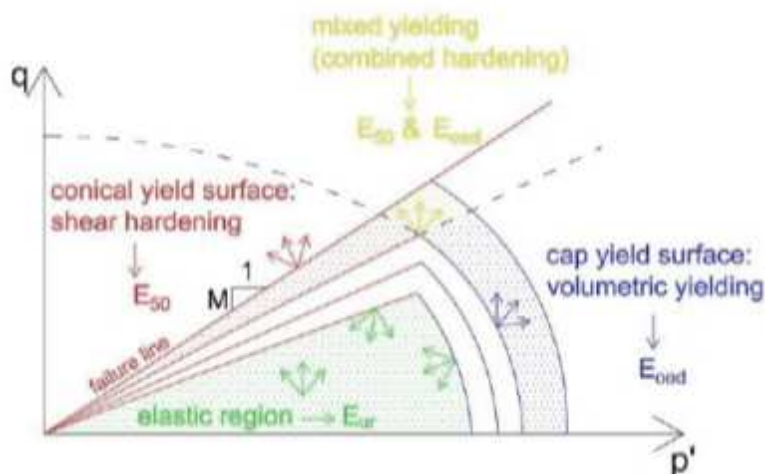


Figura 28 – Delimitazione delle regioni elastica e plastica e dei parametri associati alle superfici di snervamento che ne regolano l’evoluzione nel piano degli invarianti di tensione p' e q .

8.4.2 Modello geotecnico della banchina

La soluzione tecnica scelta per l’adeguamento della banchina è stata descritta al §7. In questo paragrafo si descrivono le caratteristiche dello schema geotecnico utilizzato per impostare il modello numerico per le analisi dell’opera.

Il sistema opera-terreno viene modellato agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana.

Il palancolato esistente della banchina viene modellato con un elemento piastra (*plate*), di rigidezza equivalente a quella dei profilati in acciaio presenti.

I tiranti di ancoraggio sono modellati tramite elementi elastici (*node to node anchor*) per la parte libera e con elementi geogriglia (*geogrid*) per la parte di fondazione.

La trave sommitale non viene esplicitamente modellata.

I pali a tergo della paratia sono modellati con elementi innovativi, definiti *embedded beam row*, che vengono sovrapposti alla mesh di analisi senza determinarne l’interruzione ed interagendo con la stessa solo attraverso delle molle ai nodi. La rigidezza di tali molle di connessione è funzione dell’interasse tra i pali, così da lasciare la possibilità alla mesh di “attraversare” la palificata.

Il solettone in calcestruzzo armato al di sopra dei pali viene modellato con un elemento piastra (*plate*). La connessione tra il palancolato di banchina ed il solettone viene, in via cautelativa, modellato con una cerniera.

Per mitigare alcuni problemi di modellazione, specialmente tra elementi strutturali vicini, mantenendo la rappresentatività del modello numerico, vengono adottati i seguenti accorgimenti:

- gli ancoraggi lato mare sono modellati con un unico elemento con inclinazione di $12,5^\circ$, intermedia fra quelle dei due ancoraggi reali;
- considerato che il solettone in c.a. ha una massa ma non una dimensione trasversale, per non falsare il carico assiale sui pali, l’elemento *plate* viene collocato in asse al solettone e al di sopra viene posto un terreno di peso nullo per il semi-spessore della struttura stessa, così da non sommare due volte le masse in gioco.

In Figura 29 è presentato lo schema utilizzato per le analisi numeriche.

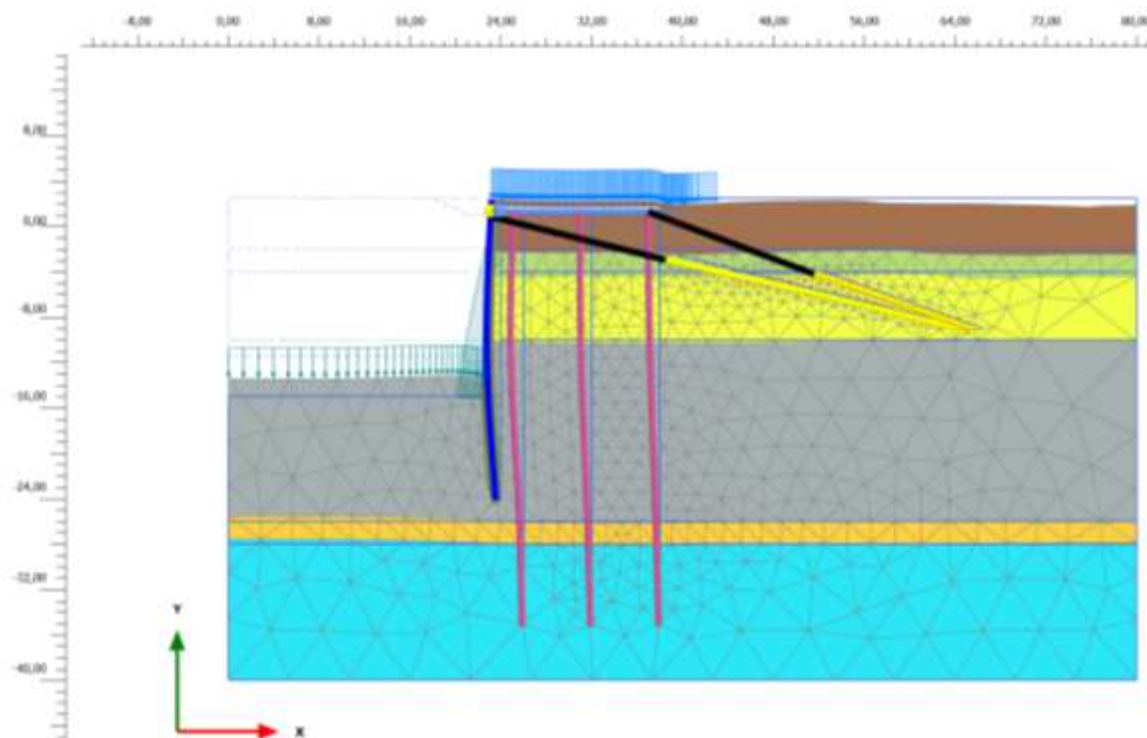


Figura 29 – Schema utilizzato per le analisi numeriche della banchina Trattaroli Nord

Le caratteristiche salienti degli elementi strutturali presenti nel modello di calcolo sono:

- profondità del fondale di progetto -14,50 m da l.m.m.;
- profondità del fondale di calcolo -15,00 m da l.m.m.;
- profondità del fondale attuale -11,50 m da l.m.m.;
- quota molo +2,50 m da l.m.m.;
- sovraccarico su molo 60 kPa;
- tiro alla bitta 40 kN/m;
- palancolato esistente tipo HZ975D-AZ18 spinto fino a quota -24,00 m da l.m.m.
- tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato esistenti in sommità alla paratia (7 trefoli, interasse 1,79 m, 16 m tratto libero, 27 m tratto vincolato, inclinazione media 12,5°);
- NUOVO solettone sommitale in calcestruzzo sp. = 1,0 m, larghezza 14,20 m;
- NUOVI pali di appoggio del solettone in c.a. $\varnothing 1000$, estesi fino a -35,0 m da l.m.m., interasse 3,58 m.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSO RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 54 di 110</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

- NUOVI tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato dalla sommità alla paratia, lunghezza 32 m (15 m parte libera e 17 m fondazione), armati con barra Dywidag $\varnothing 47$, inclinazione sull'orizzontale 20° , interasse 3,58 m;

Per i terreni presenti nel volume significativo dell'opera sono stati adottati i parametri geotecnici indicati nella seguente tabella:

		Riporto	Palude	Sabbie	Limi argillosi	Sabbie profonde	Alluvioni profonde
Param.	U.M.		(P)	(S)	(M)	(T)	(A)
Model.	[-]	MC	MC	HSM	HSM	MC	MC
Quota	[m su l.m.m.]	+2,5/-2,0	-2,0/-4,0	-4,0 / -10,0	-10,0 / -26,0	-26,0 / -28,0	-28,0 / -40,0
γ	[kN/m ³]	18,00	17,50	18,00	18,00	18,50	19,00
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	15.000	3.000	15.000	4.000	25.000	20.000
E_{ed}^{ref}	[kN/m ²]	-	-	15.000	4.000	-	-
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	-	-	45.000	12.000	-	-
m	-	-	-	0,5	0,8	-	-
v	-	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
c'	[-]	nulla	nulla	nulla	nulla	nulla	nulla
φ'	[°]	32	26	36	28	33	28
$\frac{\phi'_k}{\gamma_{M(A2)}}$	[°]	26,6	21,3	30,2	23,0	27,5	23,0

MC: Mohr-Coulomb; HSM: Hardening Soil Model
 γ : Peso di volume
 E_{50}^{ref} : modulo elastico alla deformazione corrispondente al 50% del carico di rottura
 E_{ed}^{ref} ; E_{ur}^{ref} : modulo edometrico e scarico/ricarico in HSM
m: fattore di forma per HSM
v: modulo di Poisson
c'; φ' : parametri di resistenza

Gli elementi strutturali tipo piastra (*plate*) sono stati inseriti nel modello con le seguenti caratteristiche di rigidità assiale e flessionale:

ELEMENTI STRUTTURALI – PLATE

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	v [-]
1	Palancolato HZ975D-12/AZ18	7.132.600	899.000	0,15

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSO RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 55 di 110</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	v [-]
2	Solettone s=1,0m	35.000.000	2.905.000	0,20

I pali ø1000 di appoggio del solettone sono stati modellati con elementi strutturali tipo *embedded beam row* con le seguenti caratteristiche meccaniche:

ELEMENTI STRUTTURALI – EMBEDDED BEAM ROW

No.	Identification	E [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Type	Lspacing [m]	Axial skin resistance	Interface stiffness factor
1	Palo ø1000/3,58m	35.000.000	25	Massive circular pile	3,58	Layer dependent	Default values

La tabella seguente mostra le caratteristiche dell'elemento ANCHOR utilizzato per la parte libera dei tiranti di ancoraggio.

TIRANTE DI ANCORAGGIO (PARTE LIBERA) – ANCHOR

No.	Identification	EA [kN]	L spacing [m]
1	7tr/1,79 m	106.800	1
2	Dywidag ø47/3,58m	112.400	1

Per la fondazione del tirante di ancoraggio si utilizza l'elemento GEOGRID. La tabella seguente mostra le proprietà elastiche dell'elemento ottenute sommando il contributo dell'armatura e della malta di iniezione.

TIRANTE DI ANCORAGGIO (FONDAZIONE) – GEOGRID

No.	Identification	EA [kN/m]
1	bulbo D=20cm + 7tr/1,79	633.000
2	bulbo D=40 cm + GEWIø50/1,79	1.160.000

L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 15,0 m da l.m.m., ha la distribuzione indicata nel grafico di Figura 30.

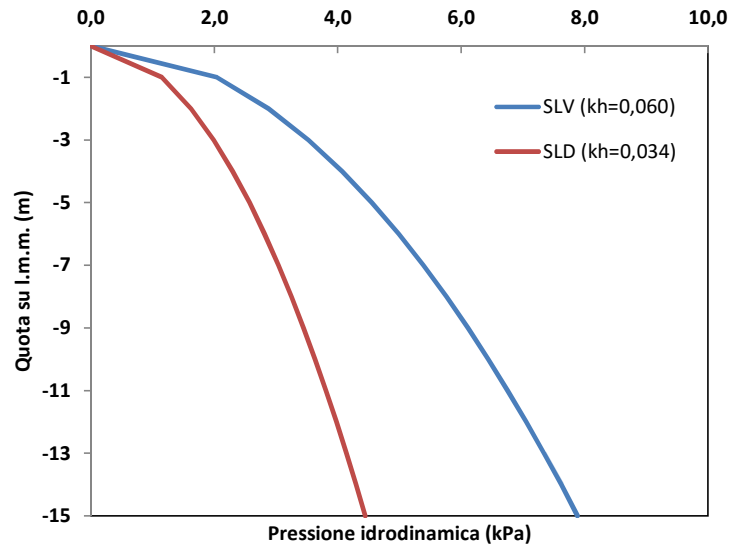


Figura 30 - Azioni idrodinamiche di Westergaard utilizzate in SLV e SLD

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: right;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 57 di 110</p>
--	--	---

Nell'analisi numerica si è fatto riferimento alle seguenti fasi realizzative dell'opera:

	Fase	Fase di provenienza:	Descrizione
Stato attuale della banchina	0	N/A	Generazione dello stato tensionale litostatico con procedura K0 a quota +2,5 m su l.m.m.
	1	0	Inserimento paratia esistente HZ975D-AZ18
	2	1	Escavo fino a +1,0m l.m.m.
	3	2	Inserimento tiranti esistenti - pretensione 350 kN (196 kN/m)
	4	3	Escavo fino a -11,50m da l.m.m.
Lavorazioni progetto attuale	5	4	Ribasso del terreno a tergo della paratia a +1,00 m su l.m.m.
	6	5	Realizzazione pali a tergo e solettone in calcestruzzo armato
	7	6	Inserimento nuovi ancoraggi (Gewi ϕ 50/3,58m)
	8	7	Rinterro a +2,50 m l.m.m.
	9	8	Escavo fino a -15,00m da l.m.m.
	10	9	SLE (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q=60$ kPa, tiro bitta $b=40$ kN/m)
Verifiche di sicurezza e funzionalità della nuova configurazione della banchina	11	10	SLU11 (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico 1,5/1,3 $q=69$ kPa, tiro bitta 1,5/1,3 $b=46$ kN/m) – SOLLECITAZIONI RISULTANTI DA AMPLIFICARE per 1,3
	12	11	Sovraccarico 1,3 $q=78$ kPa, tiro bitta 1,3 $b=52$ kN/m
	13	12	SLU12 (parametri geotecnici ridotti, sovraccarico 1,3 $q=78$ kPa, tiro bitta 1,3 $b=52$ kN/m)
	14	10	Sovraccarico 0,8 $q=48$ kPa, tiro bitta assente, azione idrodinamica di Westergaard $k_h=0,06$
	15	14	SLV (sisma $k_h=0,06$, Westergaard $k_h=0,06$, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico 0,8 $q=48$ kPa, bitta assente)
	16	10	Sovraccarico 0,8 $q=48$ kPa, tiro bitta assente, azione idrodinamica di Westergaard $k_h=0,034$
	17	16	SLD (sisma $k_h=0,034$, Westergaard $k_h=0,034$, parametri geotecnici caratteristici sovraccarico 0,8 $q=48$ kPa, bitta assente)

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti mentre in allegato sono contenuti i report relativi alle caratteristiche di sollecitazione per i vari elementi strutturali ed i grafici con i rispettivi andamenti.

8.4.3 Risultati delle analisi

In base alle condizioni di carico considerate, si presentano:

- le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV);
- le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite di danno (SLD);
- la verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno.

8.4.3.1 Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV)

In Tabella 14 si presentano i risultati delle analisi in condizioni SLU/SLV.

Tabella 14. Risultati delle analisi SLU/SLV

		Statica (SLU)		Sismica (SLV)
		SLU11	SLU12	Pseu.statica + Westergaard
		1,3 (perman.) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) φk	1,0 (perman.) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) φd,rid	0,8Q (sovrac.) No bitta φk
PARATIA ESISTENTE HZ975D- AZ18	M (kNm/m)	1984	1693	2025
	T (kN/m)	342	275	318
	N (kN/m)	321	262	231
Solettone	M (kNm/m)	684	620	334
Pali ø1000 FILA1	M (kNm)	1007	1116	1712
	T (kN)	230	292	424
	N (kN)	3047	2476	2609
Pali ø1000 FILA2	M (kNm)	583	736	1419
	T (kN)	135	164	255
	N (kN)	3117	2571	2536
Pali ø1000 FILA3	M (kNm)	519	712	1444
	T (kN)	160	214	225
	N (kN)	3262	2698	2510
Tiro su tiranti esistenti - 7tr/1,79m	(kN)	877	771	784
Tiro su nuova barra GEWI	(kN)	484	505	748

Per lo stato limite più gravoso, lo SLV, si presentano alcuni dettagli dei risultati dell'analisi. In Figura 31 è presentato il campo di spostamenti orizzontali prodotto dalla combinazione di carico considerata. Si osserva il campo di influenza dello scavo nonché il volume di terreno coinvolto dalle fondazioni degli ancoraggi.

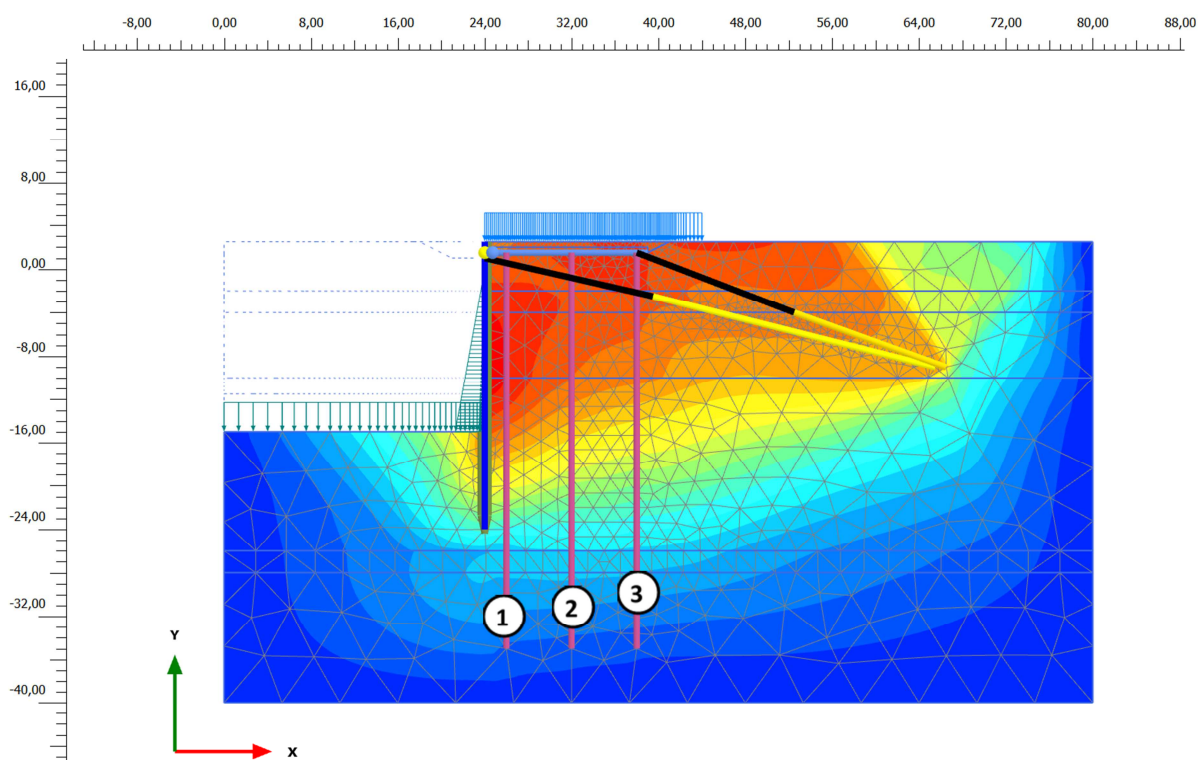


Figura 31 - Analisi SLV: campo degli spostamenti orizzontali; nella figura sono indicati con un numero i tre allineamenti di pali: fila 1, fila 2, fila 3

In Figura 32 sono riportate le caratteristiche di sollecitazione sul palancolato metallico nelle combinazioni di carico SLU e SLV. Si osserva che il valore massimo del momento flettente si colloca all'incirca alla quota di -12 m da l.m.m., poco al di sopra del fondo scavo. Il valore massimo dell'azione tagliante viene invece raggiunto in corrispondenza del tirante di ancoraggio, alla sommità della paratia. La distribuzione dello sforzo normale è crescente in corrispondenza del cuneo attivo (il terreno trascina la paratia verso il basso), mentre diminuisce dalla quota di -18 m da l.m.m. dove prevale l'azione resistente del terreno in zona passiva.

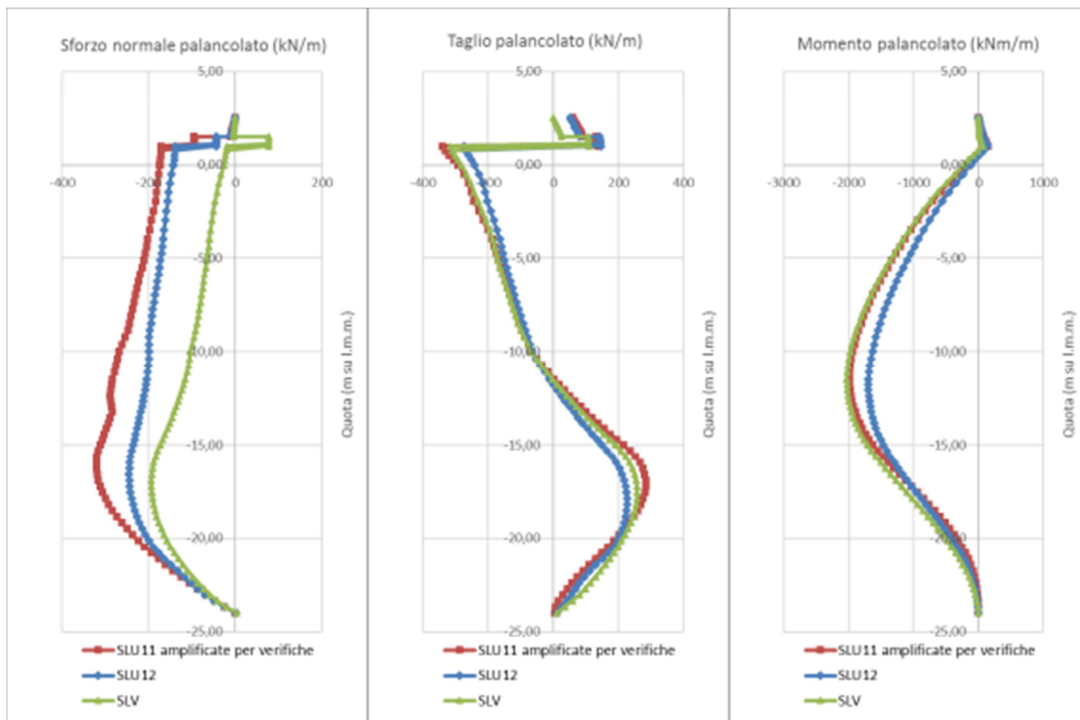


Figura 32 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancoato

In Figura 33 sono indicate le caratteristiche di sollecitazione allo stato limite ultimo che interessano ogni palo della FILA 1 a tergo della paratia. Si osserva come la vicinanza agli scavi determini una partecipazione degli elementi strutturali al sostegno del terrapieno, come si ricava dalla somiglianza del momento flettente del palo a quello della paratia.

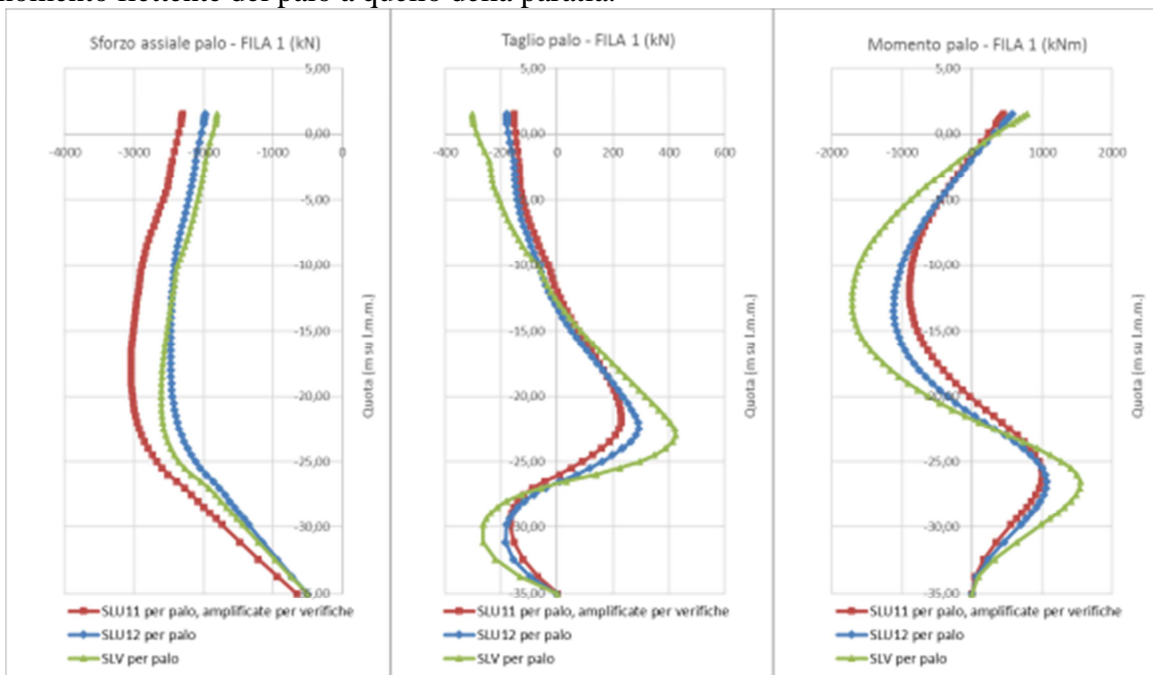


Figura 33 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sui pali di FILA 1



In Figura 34 e Figura 35 sono indicate le caratteristiche di sollecitazione allo stato limite ultimo che interessano ogni palo della FILA 2 e della FILA 3 a tergo della paratia. Si osserva come allontanandosi dalla paratia il momento flettente in condizioni statiche diminuisca, mentre si mantiene significativo il momento flettente in condizioni sismiche SLV. L'analisi numerica mostra inoltre che il carico assiale sui tre allineamenti di pali è simile. In particolare non appare più caricato il palo centrale, come si sarebbe atteso. Tale fatto è probabilmente in parte attribuibile a motivi reali (i pali di fila 1 subiscono il trascinarsi del cuneo attivo, ad esempio), in parte a motivi di modellazione numerica (i pali nella mesh 2D risultano piuttosto deformabili, cosicché il solettone sommitale tende a ripartire il carico). Per questo il carico di progetto sui pali verrà valutato anche con un modello strutturale del solo solettone.

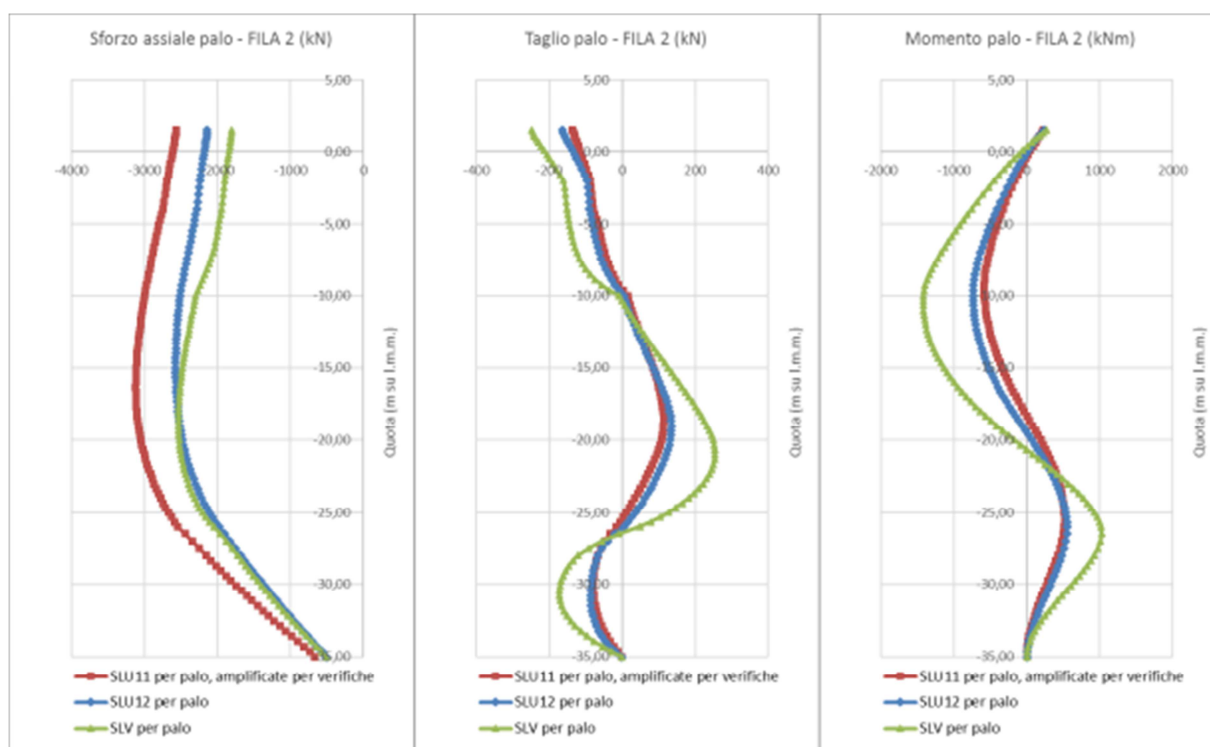


Figura 34 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente su pali FILA 2

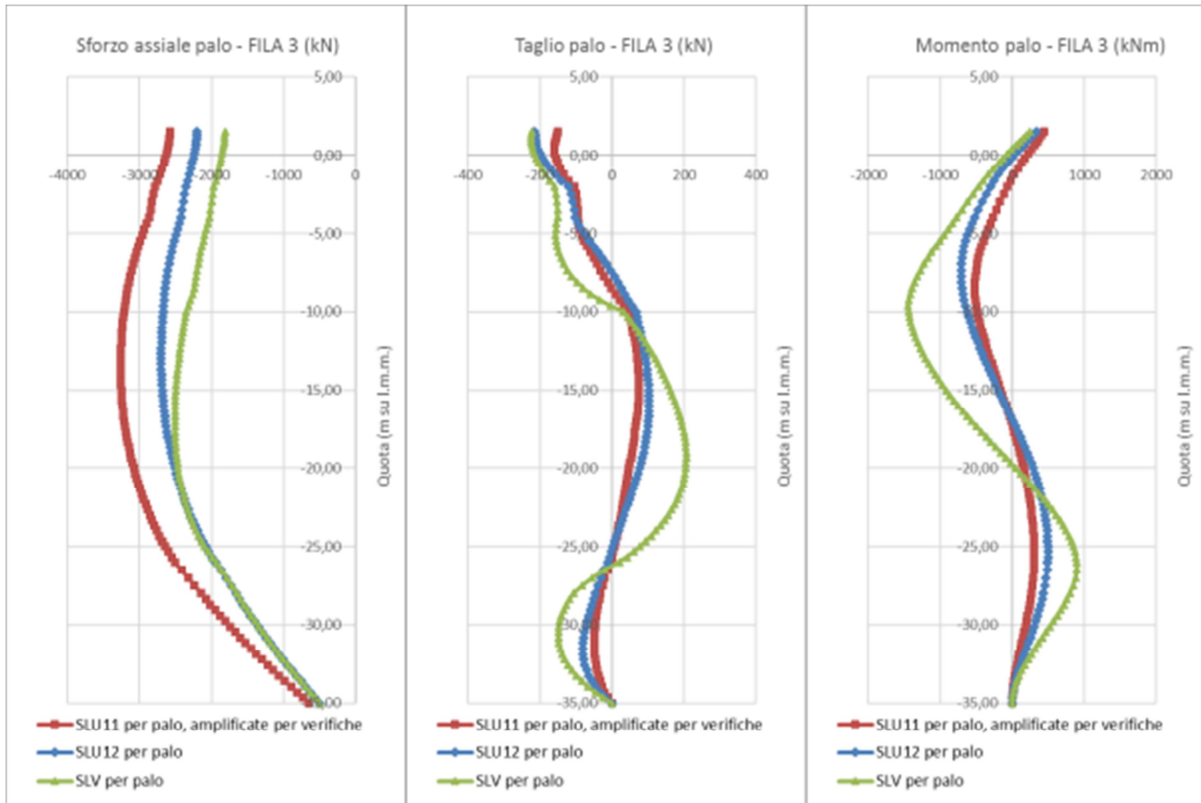


Figura 35 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente su pali FILA 3

In Figura 36 è presentato il diagramma del momento flettente (per metro di sviluppo) agente sul solettone sommitale che deriva dal modello 2D di analisi.

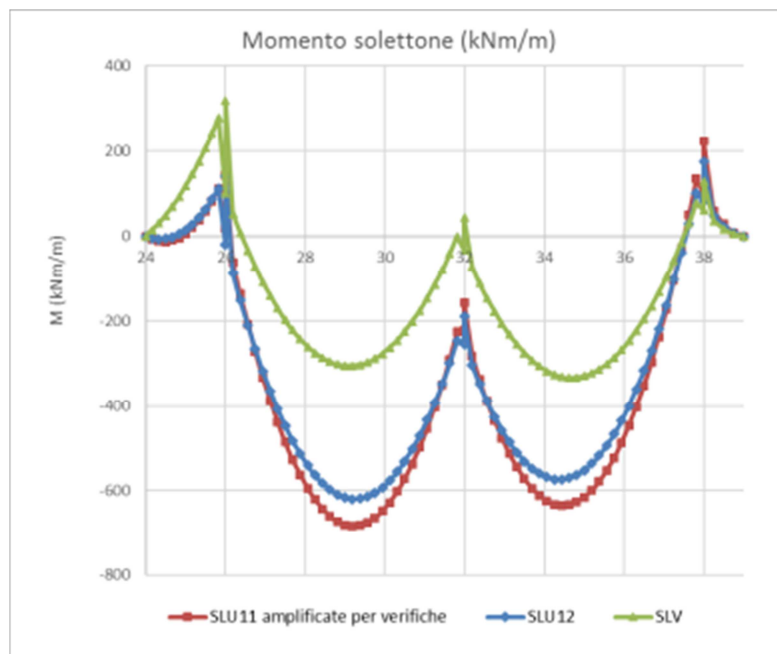


Figura 36 - Analisi SLU-SLV: diagramma del momento flettente sul solettone sommitale

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 63 di 110</p>
--	--	--

8.4.3.2 Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD)

In Tabella 15 si forniscono i risultati delle analisi di funzionalità.

Tabella 15. Risultati delle analisi SLE/SLD

		SLE	SLD
			Pseu.statica + Westergaard
		1,0 (perman.) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) ϕ_k	0,8Q (sovrac.) No bitta ϕ_k
PARATIA ESISTENTE HZ975D- AZ18	M (kNm/m)	1507	1737
	T (kN/m)	259	284
	N (kN/m)	231	231
Solettone	M (kNm/m)	-	-
Pali ø1000 FILA1	M (kNm)	721	1095
	T (kN)	165	262
	N (kN)	2230	2325
Pali ø1000 FILA2	M (kNm)	406	824
	T (kN)	97	180
	N (kN)	2234	2309
Pali ø1000 FILA3	M (kNm)	351	790
	T (kN)	104	158
	N (kN)	2321	2321
Tiro su tiranti esistenti - 7tr/1,79m	(kN)	653	698
Tiro su nuova barra GEWI	(kN)	334	508
Spostam. paratia lato mare (cm)	+2,50m	7	17
	MAX	16	25
	-24,00m	4,5	9,5

Lo spostamento del palancolato indicato in tabella è quello complessivo, maturato dall'inizio della costruzione dell'opera.



Nella Figura 37 e Figura 38 sono mostrati gli spostamenti orizzontali del sistema nelle condizioni di esercizio SLE e SLD. Si osserva che lo spostamento massimo è concentrato in pancia alla paratia.

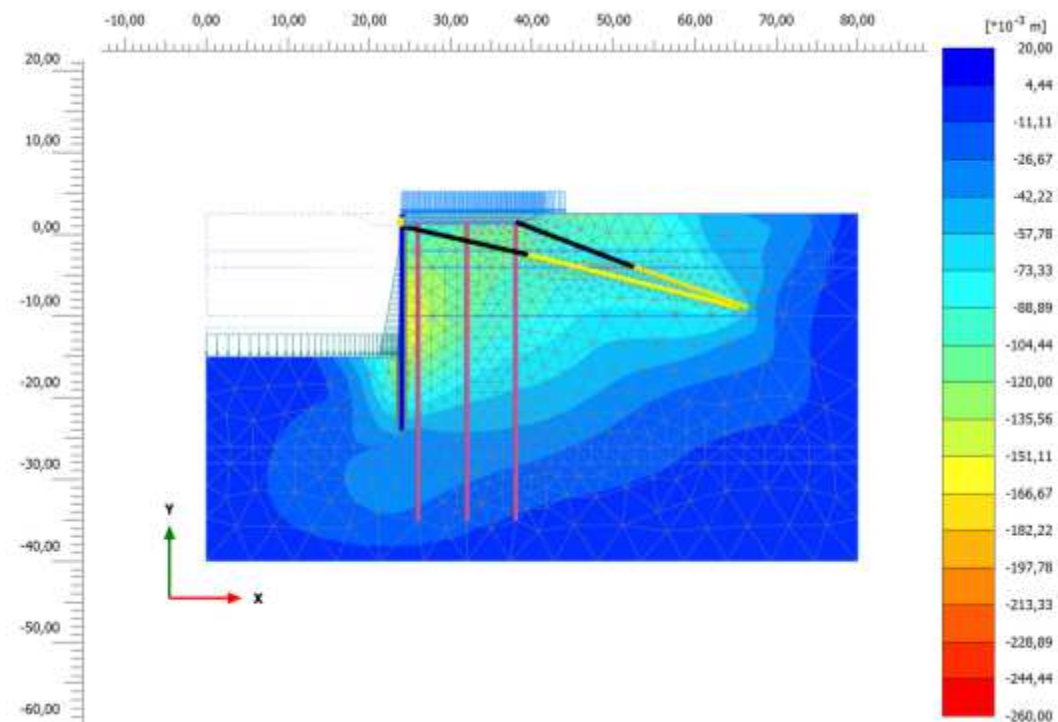


Figura 37 - Analisi SLE - RARA: campo degli spostamenti orizzontali

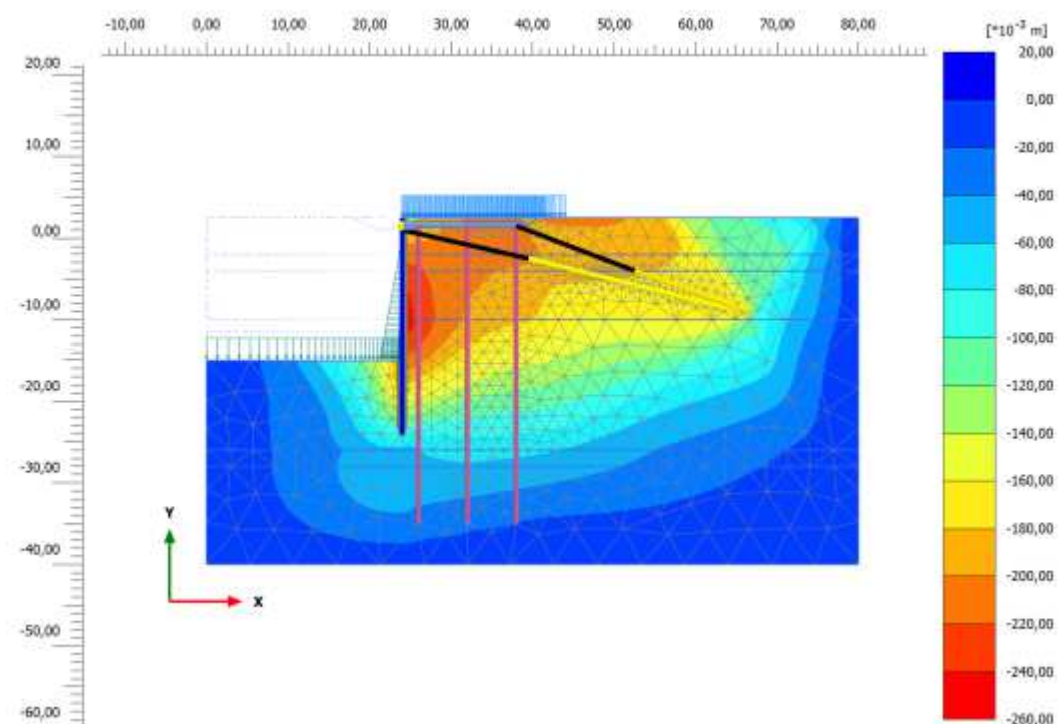


Figura 38 - Analisi SLD: campo degli spostamenti orizzontali

In Figura 39 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente agenti sul palancolato agli stati limite di esercizio considerati (SLE-SLD)

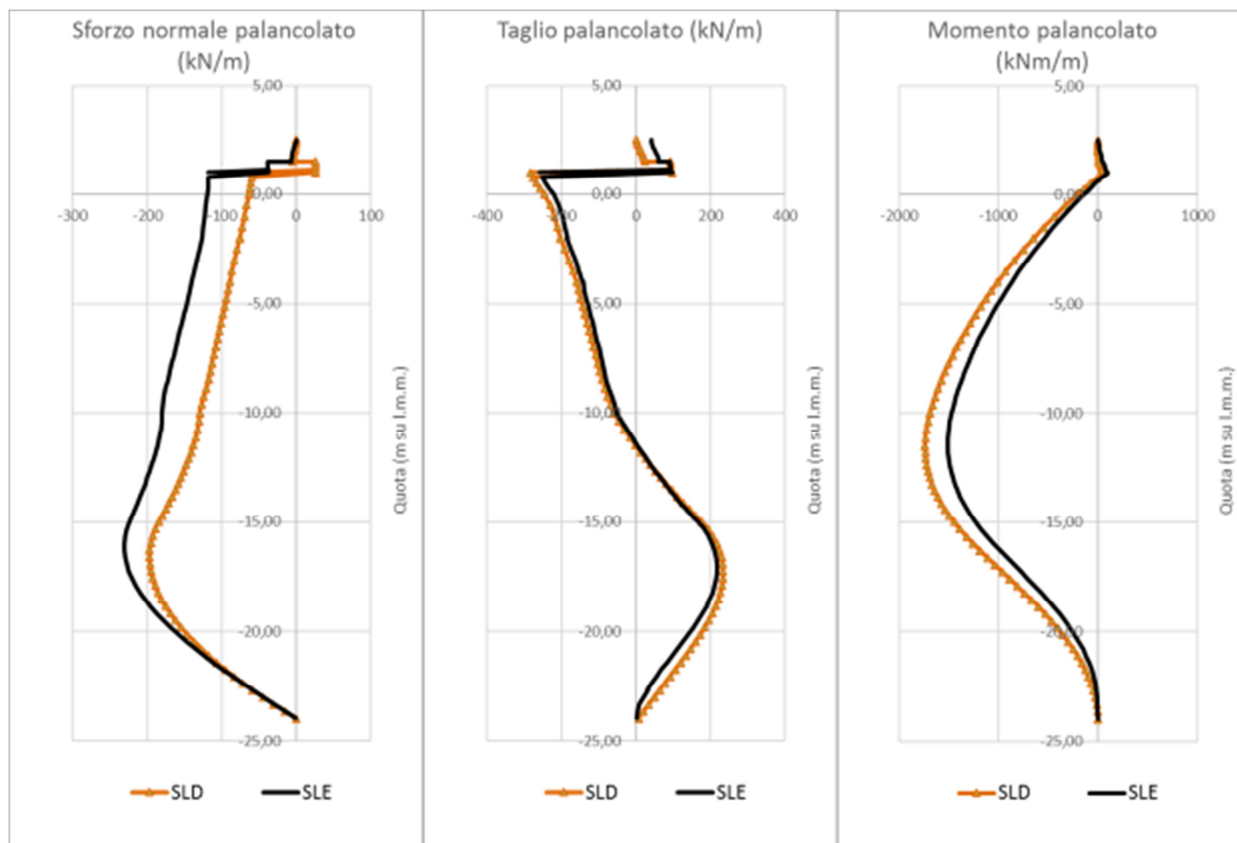


Figura 39 - Analisi SLE-SLD: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancolato

In Figura 40 sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancolato metallico agli stati limite di servizio analizzati.

Si osserva uno spostamento massimo di circa 16 cm in pancia del palancolato in condizione SLE-rara. Tale valore tiene conto di uno spostamento complessivo della paratia nel modello numerico di circa 5 cm. Ciò significa un'inflexione massima della paratia di 11 cm, valore che appare compatibile con la funzionalità di un'opera portuale di grandi dimensioni.

Allo Stato Limite di Danno si osserva una traslazione significativa dell'intera opera, fenomeno legato all'applicazione di un'accelerazione di tipo pseudostatico all'intero modello numerico. In termini di inflessione del palancolato metallico si hanno circa 15 cm, con una componente di spostamento in sommità coerente con l'aumento di tiro osservato sugli ancoraggi sommitali.

Uno spostamento calcolato di 15 cm in condizioni sismiche SLD rientra ampiamente nel campo degli spostamenti previsti per le opere portuali dalle raccomandazioni PIANC anche per l'operatività dell'infrastruttura (livello di danno 1).

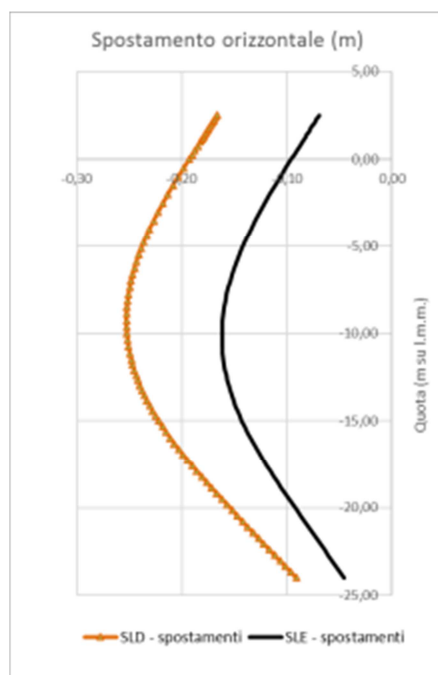


Figura 40 - Confronto delle deformate della palanca nelle diverse analisi di stato limite di esercizio

In Figura 41 è riportato l'incremento di spostamento orizzontale esibito dal palancolato a seguito dell'esecuzione dell'escavo necessario a portare il fondale attuale (-11,50 m da l.m.m.) al fondale di calcolo (-15,00 m da l.m.m.). Si osserva uno spostamento massimo di 5,5 cm che, depurato dello spostamento al piede di 1,3 (causato da una componente elastica non realistica del modello FEM), risulta pari a circa 4 cm.

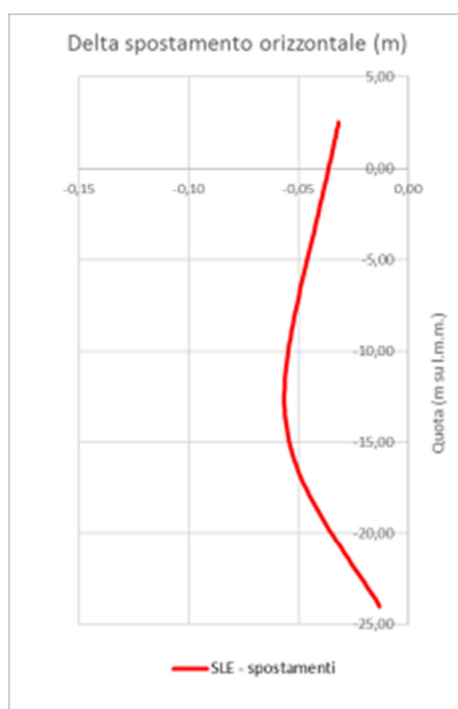


Figura 41 – Incremento degli spostamenti orizzontali sul palancolato per escavo tra lo stato attuale (-11,50 m da l.m.m.) e il fondale di progetto (-15,00m da l.m.m.)

8.4.3.3 Analisi per azioni eccezionali: urto

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti. Primo obiettivo della verifica delle opere riguardo questa classe di azioni è di controllare che la struttura non risulti danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

Per l’urto di una nave di grandi dimensioni, come definito in precedenza, si ha una pressione pseudostatica di 255 kPa che agisce su un’altezza di 15 m, tra +2,50 e -12,50 m da l.m.m.

In Figura 42 è visualizzato il campo di spostamenti orizzontali indotto dalla pressione di impatto così definita sul banchinamento. Si rileva uno spostamento massimo di 40 cm. Tale spostamento è correlabile ad un livello di danneggiamento certamente accettabile per la struttura.

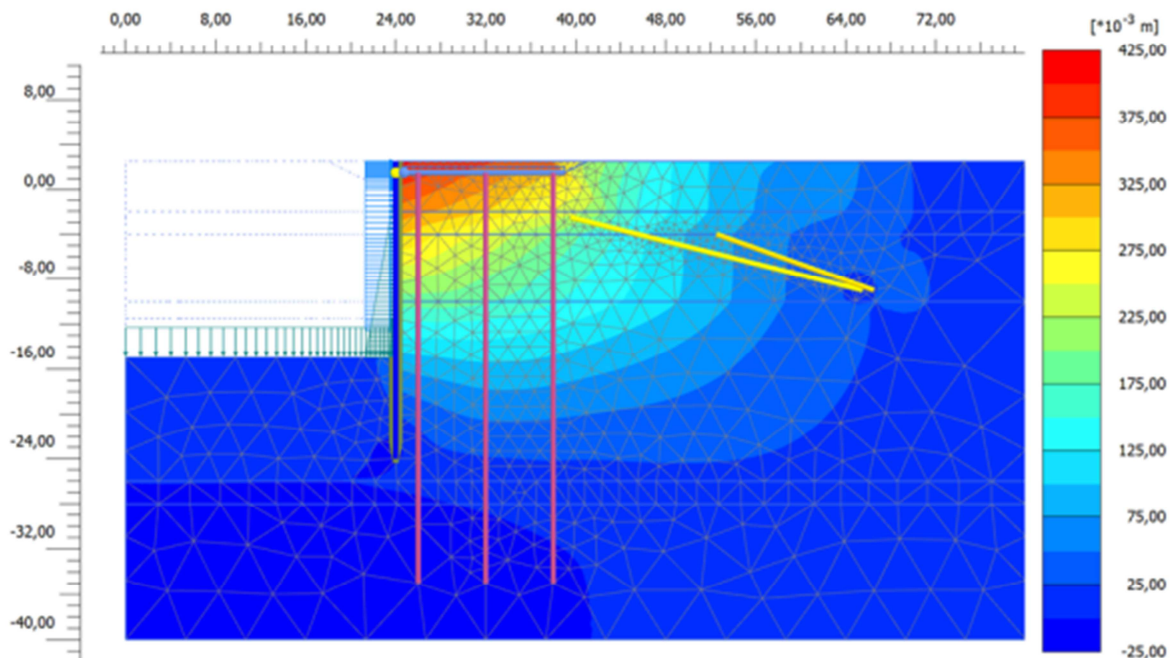


Figura 42 – Spostamenti orizzontali causati dalla pressione di impatto di una nave di grandi dimensioni)

8.4.3.4 Analisi di stabilità globale

Le analisi di stabilità generale del sistema geotecnico sono state effettuate con il codice FEM Plaxis con la tecnica della riduzione dei parametri (c- ϕ reduction method).

La verifica in condizioni statiche viene eseguita con i coefficienti A2 sui sovraccarichi ed M2 sui terreni. Secondo la Norma la verifica è soddisfatta quando il rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri geotecnici di progetto (R), cioè ridotti dai previsti coefficienti parziali, e gli effetti delle azioni di progetto (E), risulta maggiore del valore prescritto per il coefficiente parziale sulle resistenze calcolate $\gamma_R = 1,1$.

La stabilità generale in condizioni di carico sismico è valutata con un'analisi agli spostamenti, individuando l'accelerazione critica del sistema geotecnico, valutando il rapporto tra accelerazione critica e accelerazione massima e quindi stimando lo spostamento permanente cumulato. Tale analisi è nei fatti un'analisi di prestazione sismica del sistema geotecnico analizzato.

La Figura 43 mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e dei punti di plasticizzazione dell'analisi in condizione statica.

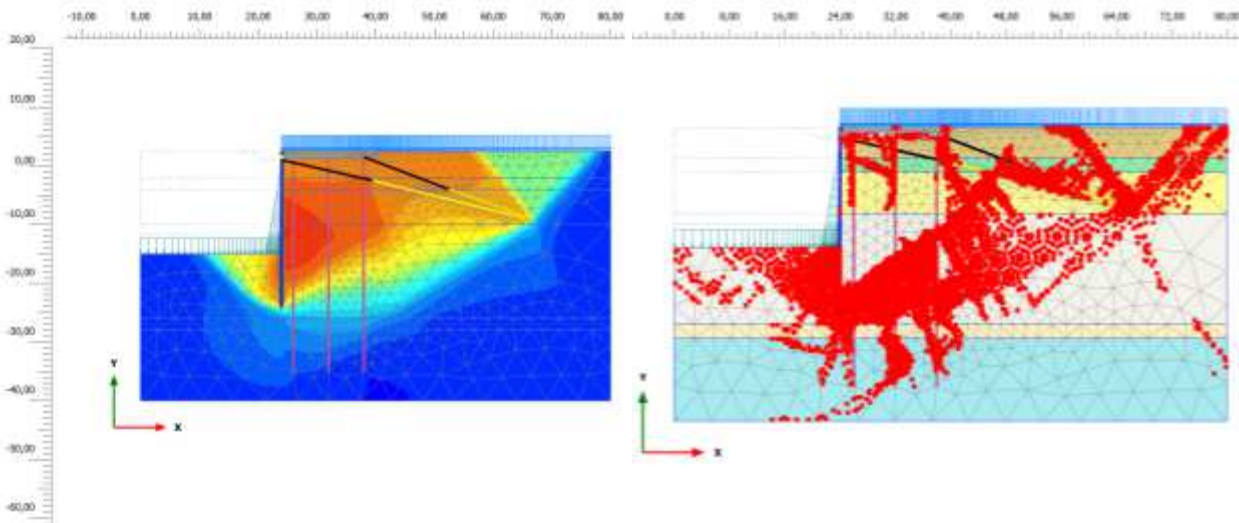


Figura 43 - Analisi di stabilità globale: condizioni statiche SLU

Come si può osservare in Tabella 16 le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni di Stato Limite Ultimo SLU sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale.

Tabella 16. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina in SLU

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$
	Condizioni statiche
Banchina Trattaroli Nord	1,21

L'accelerazione critica è stata valutata incrementando progressivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale fino ad ottenere il collasso del sistema, su un modello con parametri caratteristici del terreno e carichi variabili combinati con un fattore di partecipazione $\Psi_{2,j} = 0,8$.

Si ottengono i seguenti coefficienti sismici critici:

$$k_{h,c} = 0,09 \quad k_{v,c} = -0,045$$

In Figura 44 è mostrato il quadro degli spostamenti orizzontali e delle deformazioni deviatoriche, che evidenzia la massa di terreno mobilizzata nel cinematismo critico.

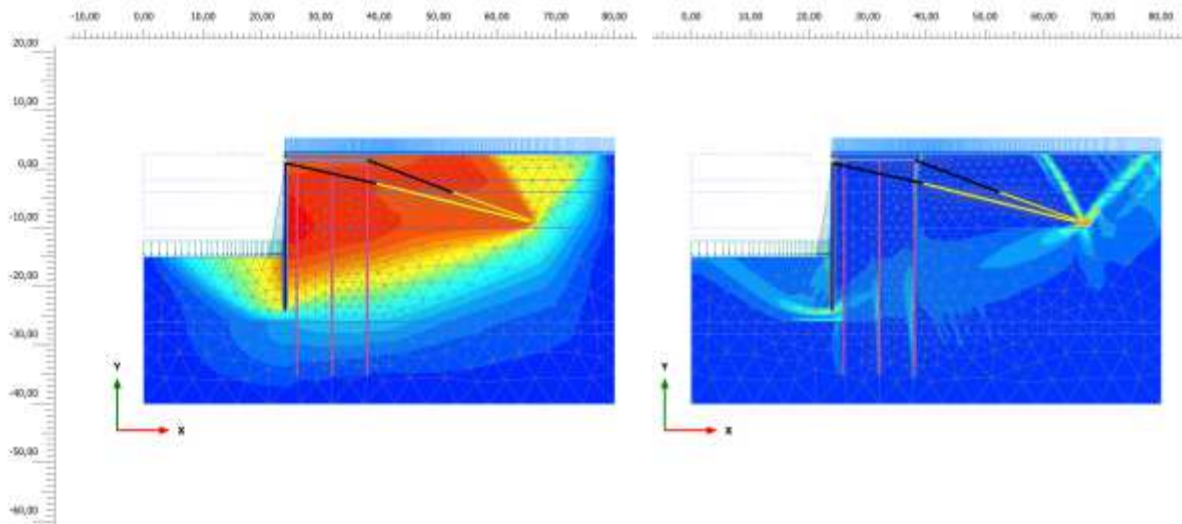


Figura 44 - Analisi di stabilità globale: condizioni sismiche SLV

Ne consegue un rapporto $a_y / a_{max} = 0,09 / 0,298 = 0,3$ che comporta uno spostamento permanente, valutato con gli abachi già mostrati in precedenza, pari a circa 10 cm.

8.4.4 Verifica dei pali del solettone ai carichi verticali

La stabilità ai carichi verticali viene verificata per i pali di fondazione di fondazione del solettone a tergo della palanca. Si distinguono tre allineamenti di pali di fondazione (Figura 45):

- FILA 1: allineamento lato mare, a tergo della paratia metallica, $\varnothing 1000$, interasse 3,58 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 2: allineamento intermedio, a 7,80 m da asse palanca, $\varnothing 1000$, interasse 3,58 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 3: allineamento lato terra, a 13,80 m da asse palanca, $\varnothing 1000$, interasse 3,58 m, estesi fino a -35 m da l.m.m..

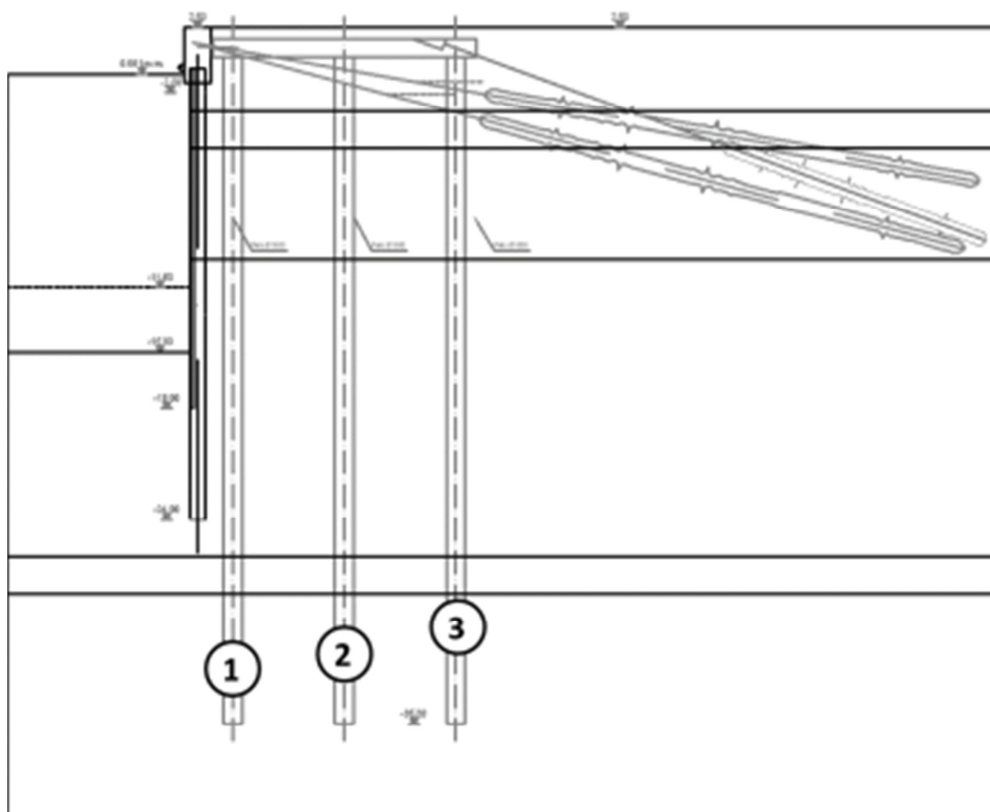


Figura 45 – Sezione tipologica con l'indicazione degli allineamenti dei pali del solettone

Nei successivi paragrafi si mostreranno le verifiche relative ai tre allineamenti considerati. I carichi agenti derivano da un modello geotecnico agli elementi finiti e da un modello strutturale dell'impalcato appoggiato su vincoli elastici, in cui è stato inserito anche il palancolato di banchina. Il carico di progetto è stato determinato dall'azione più gravosa derivante dai due modelli considerati. In Tabella 17 sono riportate le azioni assiali massime del modello geotecnico (comprehensive del peso del palo) e le reazioni vincolari massime agli appoggi del modello strutturale (a cui occorre aggiungere il peso del palo pari a 460 kN).

Tabella 17. Valore delle azioni assiali sui pali

	Modello geotecnico			Modello Strutturale	
	SLU11 [kN]	SLU12 [kN]	SLV [kN]	SLE [kN]	SLU-STR/SLU11 [kN]
FILA 1 – palo lato mare (palo ø1000/3,58 m)	3.047	2.476	2.609	1.708	2.432
FILA 2 – palo intermedio (palo ø1000/3,58 m)	3.117	2.571	2.536	2.054	2.944
FILA 3 – palo lato terra (palo ø1000/3,58 m)	3.262	2.698	2.510	1.786	2.590

La resistenza di un palo di fondazione si compone di due aliquote: la resistenza alla punta e la resistenza laterale. Una serie ormai molto ampia di osservazioni presenti in letteratura su pali in vera grandezza di grande diametro mostra che la resistenza laterale di un palo raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti relativamente ridotti, dell'ordine di 1 cm, mentre la resistenza alla punta, al contrario, si mobilita per spostamenti più ampi, proporzionali al diametro del palo e dell'ordine del 25% per i pali trivellati. La progettazione di pali di grande diametro richiede quindi, in buona sostanza, un approccio prestazionale.

Questo criterio progettuale viene tradizionalmente tradotto nella limitazione della resistenza alla punta attraverso l'uso di valori di soglia limite per la stima della resistenza unitaria alla punta del palo (Wright e Reese, 1979, Figura 46, a sx) o nell'uso di un fattore di stabilità N_q^* ridotto corrispondente all'insorgenza delle prime deformazioni plastiche alla punta che si manifestano per cedimenti del 6-10% del diametro del palo (Berezantzev 1965, Figura 46, a dx).

Pertanto nei terreni granulari la resistenza unitaria alla punta viene valutata come:

$$q_p = N_q^* \times \sigma'_v$$

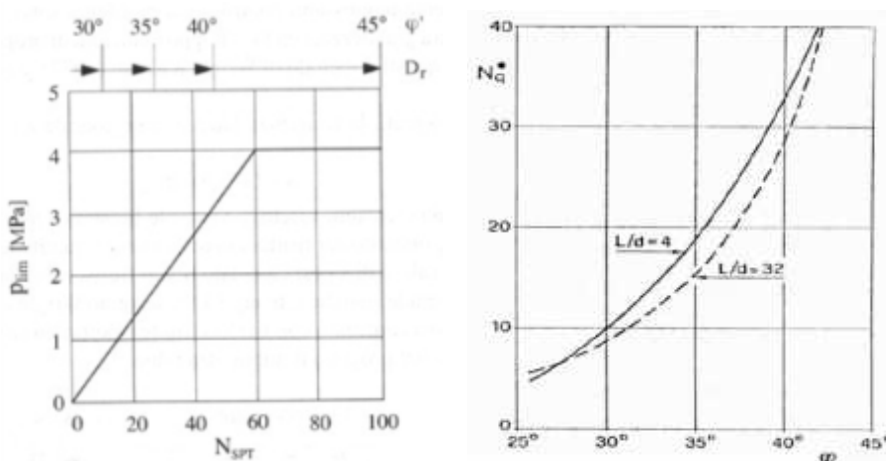


Figura 46 – Pali di grande diametro: a sx) valori limite mobilitati per un cedimento del 5% del palo; a dx) valori del coefficiente di stabilità N_q^* ridotto secondo Berezantzev, 1965

Quando i terreni sono decisamente argillosi la resistenza alla punta viene invece usualmente calcolata con un modello di resistenza in tensioni totali. Seguendo tale metodo, la portata unitaria (q_p) può essere determinata con:

$$q_p = 9 C_u + \sigma_v$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 72 di 110</p>
--	--	--

dove C_u è la coesione non drenata e σ_v la tensione verticale totale agente alla profondità della punta del palo.

Dunque la portata complessiva alla punta vale:

$$Q_p = A_p q_p,$$

dove con A_p si è indicata l'area della sezione del palo.

La portata laterale viene calcolata sempre in condizioni drenate (metodo beta), considerando il modesto spessore di terreno coinvolto per mobilitare l'attrito sul fusto del palo. Nel metodo beta la resistenza laterale unitaria (q_s) risulta pari a:

$$q_s = k \mu \sigma'_{vz}$$

dove σ'_{vz} è la tensione verticale efficace agente alla profondità di calcolo della relativa portata laterale e k e μ sono due coefficienti dipendenti dal tipo di palo e di terreno (Tabella 18).

Tabella 18. Valori dei coefficienti k e μ

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg}(3\phi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\phi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\phi$

La portata laterale complessiva si ottiene quindi integrando la portata unitaria sulla superficie laterale del palo:

$$Q_s = \int_0^L \pi \cdot D \cdot q_s(z) \cdot dz$$

Determinata quindi la portata complessiva del palo alla punta (Q_p) e laterale (Q_s), si possono determinare i valori caratteristici delle resistenze alla punta (R_{bk}) e laterale (R_{sk}) dividendo le portate prima determinate per il coefficiente di correlazione ξ , e i valori di progetto, alla punta (R_{bd}) e laterale (R_{sd}), dividendo quelli caratteristici per il coefficiente di sicurezza γ .

Le tabelle presentate nei seguenti paragrafi applicano il procedimento fin qui esposto.

Nel caso specifico la vicinanza dello scavo fa ritenere prudente non considerare l'intera resistenza laterale del palo, trascurando le riserve resistenti nella porzione sommitale, come indicato in Figura 47.

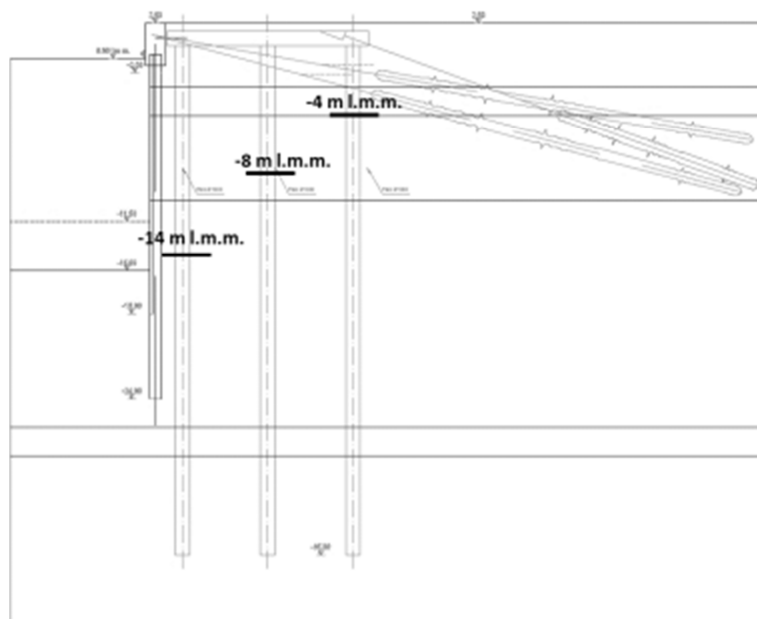


Figura 47 – Indicazione della profondità dalla quale si è considerata efficace la resistenza laterale dei pali

Per valutare con migliore accuratezza la portata laterale del palo nelle alluvioni profonde ($z < -26$ m l.m.m.), che sono costituite da alternanze di argille mediamente consistenti e sabbie addensate, si è fatto riferimento alla stratigrafia di dettaglio individuata grazie alla CPTu11, come indicato in Figura 48.

La portata alla punta è stata cautelativamente valutata nell’ipotesi che la punta del palo ricada in uno strato coesivo caratterizzato con una coesione non drenata $c_u = 100$ kPa.

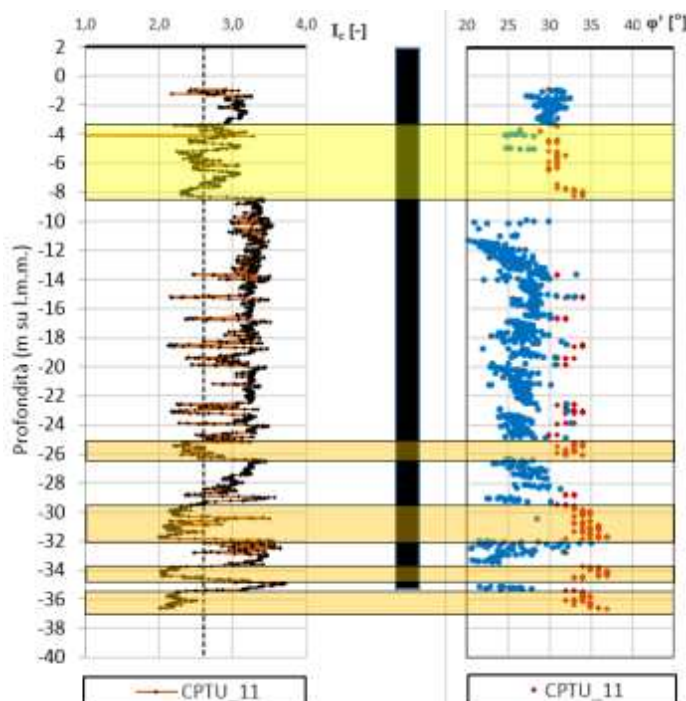


Figura 48 – Stratigrafia di dettaglio del deposito alluvionale in Trattaroli Nord



8.4.4.1 Verifica dei pali della FILA 1

In Figura 49 sono indicate la portata laterale unitaria, la portata alla punta unitaria e le conseguenti portate limite per il palo di FILA 1. In Tabella 19 è indicato il calcolo analitico svolto.

Si rileva che assumendo un coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1,4$ il palo $\varnothing 1000$ esteso fino a -35 m da l.m.m., ha una portata di progetto pari a 3.547 kN.

Pertanto:

$$Ed = 3.047 \text{ kN} < 3.547 \text{ kN} = Rd$$

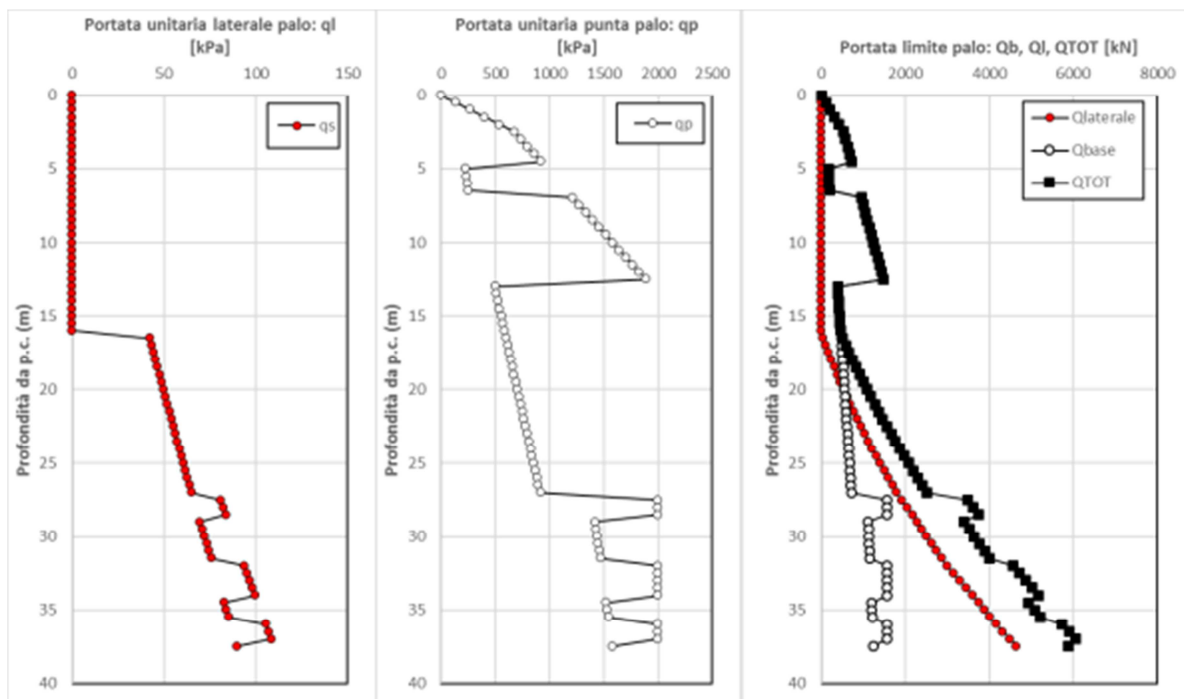


Figura 49 – Palo FILA 1: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite



Tabella 19. Calcolo della portata limite, caratteristica e di progetto del palo di FILA 1

CARATTERISTICHE DEI PALI		D (m)		γ_{cls} (kN/m ³)		Ab (m ²)		γ'_{cls} (kN/m ³)		falda da p.c. (m)																		
		1,00	25,00	0,7854	15,00					2,50																		
ξ_s		γ_s		γ_b						$q_{p,max} = 2000$ $N_{qt} = 15$																		
		1,4	1,15	1,35																								
CALCOLO DELLA PORTANZA												Parametri cond.DRENATE			Par. cond. NON drenate		Portanza drenata		Portanza NON drenata		Portanza scelta		VALORI CARATTERISTICI			VALORI di PROGETTO		
Terreno	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	μ	k	α	Cu (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Ql (kN)	Qp (kN)	Q tot (kN)	Rsk (kN)	Rbk (kN)	Rk tot(kN)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rd tot(kN)		
	da p.c.																											
Riperto	0,0	18,0	0	0	0	32	0,62	0,5				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Riperto	0,5	18,0	9	0	9	32	0,62	0,5				3	135	0	135	0	135	0	106	106	0	76	76	0	56	56	0	
Riperto	1,0	18,0	18	0	18	32	0,62	0,5				6	270	0	270	0	270	0	212	212	0	151	151	0	112	112	0	
Riperto	1,5	18,0	27	0	27	32	0,62	0,5				8	405	0	405	0	405	0	318	318	0	227	227	0	168	168	0	
Riperto	2,0	18,0	36	0	36	32	0,62	0,5				11	540	0	540	0	540	0	424	424	0	303	303	0	224	224	0	
Riperto	2,5	18,0	45	0	45	32	0,62	0,5				14	675	0	675	0	675	0	530	530	0	379	379	0	280	280	0	
Riperto	3,0	18,0	54	5	49	32	0,62	0,5				15	736	0	736	0	736	0	578	578	0	413	413	0	306	306	0	
Riperto	3,5	18,0	63	10	53	32	0,62	0,5				17	798	0	798	0	798	0	627	627	0	448	448	0	332	332	0	
Riperto	4,0	18,0	72	15	57	32	0,62	0,5				18	859	0	859	0	859	0	675	675	0	482	482	0	357	357	0	
Riperto	4,5	18,0	81	20	61	32	0,62	0,5				19	921	0	921	0	921	0	723	723	0	517	517	0	383	383	0	
Palude	5,0	17,5	90	25	65	28	0,49	0,5	0,70	15	16	978	11	225	0	225	0	177	177	0	126	126	0	93	93	0		
Palude	5,5	17,5	99	29	69	28	0,49	0,5	0,70	15	17	1036	11	234	0	234	0	183	183	0	131	131	0	97	97	0		
Palude	6,0	17,5	107	34	73	28	0,49	0,5	0,70	15	18	1094	11	242	0	242	0	190	190	0	136	136	0	101	101	0		
Palude	6,5	17,5	116	39	77	28	0,49	0,5	0,70	15	19	1151	11	251	0	251	0	197	197	0	141	141	0	104	104	0		
Sabbia	7,0	18,0	125	44	81	36	0,73	0,5				29	1213	0	1213	0	1213	0	953	953	0	680	680	0	504	504	0	
Sabbia	7,5	18,0	134	49	85	36	0,73	0,5				31	1274	0	1274	0	1274	0	1001	1001	0	715	715	0	530	530	0	
Sabbia	8,0	18,0	143	54	89	36	0,73	0,5				32	1336	0	1336	0	1336	0	1049	1049	0	749	749	0	555	555	0	
Sabbia	8,5	18,0	152	59	93	36	0,73	0,5				34	1397	0	1397	0	1397	0	1097	1097	0	784	784	0	581	581	0	
Sabbia	9,0	18,0	161	64	97	36	0,73	0,5				35	1459	0	1459	0	1459	0	1146	1146	0	818	818	0	606	606	0	
Sabbia	9,5	18,0	170	69	101	36	0,73	0,5				37	1520	0	1520	0	1520	0	1194	1194	0	853	853	0	632	632	0	
Sabbia	10,0	18,0	179	74	105	36	0,73	0,5				38	1581	0	1581	0	1581	0	1242	1242	0	887	887	0	657	657	0	
Sabbia	10,5	18,0	188	78	110	36	0,73	0,5				40	1643	0	1643	0	1643	0	1290	1290	0	922	922	0	683	683	0	
Sabbia	11,0	18,0	197	83	114	36	0,73	0,5				41	1704	0	1704	0	1704	0	1338	1338	0	956	956	0	708	708	0	
Sabbia	11,5	18,0	206	88	118	36	0,73	0,5				43	1766	0	1766	0	1766	0	1387	1387	0	991	991	0	734	734	0	
Sabbia	12,0	18,0	215	93	122	36	0,73	0,5				44	1827	0	1827	0	1827	0	1435	1435	0	1025	1025	0	759	759	0	
Sabbia	12,5	18,0	224	98	126	36	0,73	0,5				46	1889	0	1889	0	1889	0	1483	1483	0	1059	1059	0	785	785	0	
Limi Arg.	13,0	18,0	233	103	130	28	0,53	0,5	0,66	30	35	1950	20	503	0	503	0	395	395	0	282	282	0	209	209	0		
Limi Arg.	13,5	18,0	242	108	134	28	0,53	0,5	0,66	30	36	2000	20	512	0	512	0	402	402	0	287	287	0	213	213	0		
Limi Arg.	14,0	18,0	251	113	138	28	0,53	0,5	0,66	30,5	37	2000	20	526	0	526	0	413	413	0	295	295	0	218	218	0		
Limi Arg.	14,5	18,0	260	118	142	28	0,53	0,5	0,65	31	38	2000	20	539	0	539	0	423	423	0	302	302	0	224	224	0		
Limi Arg.	15,0	18,0	269	123	146	28	0,53	0,5	0,64	32	39	2000	21	557	0	557	0	437	437	0	312	312	0	231	231	0		
Limi Arg.	15,5	18,0	278	128	150	28	0,53	0,5	0,64	32,5	40	2000	21	571	0	571	0	448	448	0	320	320	0	237	237	0		
Limi Arg.	16,0	18,0	287	132	155	28	0,53	0,5	0,64	33	41	2000	21	584	0	584	0	459	459	0	328	328	0	243	243	0		
Limi Arg.	16,5	18,0	296	137	159	28	0,53	0,5	0,63	34	42	2000	21	602	42	602	33	473	506	24	338	361	21	250	271	0		
Limi Arg.	17,0	18,0	305	142	163	28	0,53	0,5	0,62	34,5	43	2000	22	616	43	616	100	483	584	72	346	417	62	256	318	0		
Limi Arg.	17,5	18,0	314	147	167	28	0,53	0,5	0,62	35	44	2000	22	629	44	629	169	494	663	121	353	473	105	261	366	0		
Limi Arg.	18,0	18,0	323	152	171	28	0,53	0,5	0,61	36	45	2000	22	647	45	647	239	508	747	171	363	534	149	269	418	0		
Limi Arg.	18,5	18,0	332	157	175	28	0,53	0,5	0,61	36,5	47	2000	22	661	47	661	311	519	830	222	371	593	193	274	468	0		
Limi Arg.	19,0	18,0	341	162	179	28	0,53	0,5	0,60	37	48	2000	22	674	48	674	385	529	915	275	378	653	239	280	519	0		
Limi Arg.	19,5	18,0	350	167	183	28	0,53	0,5	0,60	38	49	2000	23	692	49	692	461	543	1004	329	388	717	286	288	574	0		
Limi Arg.	20,0	18,0	359	172	187	28	0,53	0,5	0,59	38,5	50	2000	23	706	50	706	538	554	1092	384	396	780	334	293	627	0		
Limi Arg.	20,5	18,0	368	177	191	28	0,53	0,5	0,59	39	51	2000	23	719	51	719	617	565	1182	441	403	844	383	299	682	0		
Limi Arg.	21,0	18,0	377	181	196	28	0,53	0,5	0,58	40	52	2000	23	737	52	737	698	579	1277	499	413	912	433	306	740	0		
Limi Arg.	21,5	18,0	386	186	200	28	0,53	0,5	0,58	40,5	53	2000	23	751	53	751	780	589	1370	557	421	978	485	312	797	0		
Limi Arg.	22,0	18,0	395	191	204	28	0,53	0,5	0,57	41	54	2000	23	764	54	764	864	600	1465	617	429	1046	537	317	854	0		
Limi Arg.	22,5	18,0	404	196	208	28	0,53	0,5	0,56	42	55	2000	24	782	55	782	950	614	1564	679	439	1117	590	325	915	0		
Limi Arg.	23,0	18,0	413	201	212	28	0,53	0,5	0,56	42,5	56	2000	24	796	56	796	1038	625	1663	741	446	1188	645	331	975	0		
Limi Arg.	23,5	18,0	422	206	216	28	0,53	0,5	0,56	43	57	2000	24	809	57	809	1127	635	1762	805	454	1259	700	336	1036	0		
Limi Arg.	24,0	18,0	431	211	220	28	0,53	0,5	0,55	44	58	2000	24	827	58	827	1218	650	1868	870	464	1334	757	344	1100	0		
Limi Arg.	24,5	18,0	440	216	224	28	0,53	0,5	0,54	44,5	60	2000	24	841	60	841	1311	660	1971	936	472	1408	814	349	1163	0		
Limi Arg.	25,0	18,0	449	221	228	28	0,53	0,5	0,54	45	61	2000	24	854	61	854	1405	671	2076	1004	479	1483	873	355	1228	0		
Limi Arg.	25,5	18,0	458	226	232	28																						



8.4.4.2 Verifica dei pali della FILA 2

In Figura 50 sono indicate la portata laterale unitaria, la portata alla punta unitaria e le conseguenti portate limite per il palo di FILA 2. In Tabella 20 è indicato il calcolo analitico svolto.

Si rileva che assumendo un coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1,4$ il palo $\varnothing 1000$ esteso fino a -35 m da l.m.m., ha una portata di progetto pari a 3.975 kN.

L'azione massima deriva dall'analisi della struttura ed è pari a:

$$Ed = 2.944 + 460 \times 1,3 = 3.542 \text{ kN}$$

Pertanto:

$$Ed = 3.542 \text{ kN} < 3.975 \text{ kN} = Rd$$

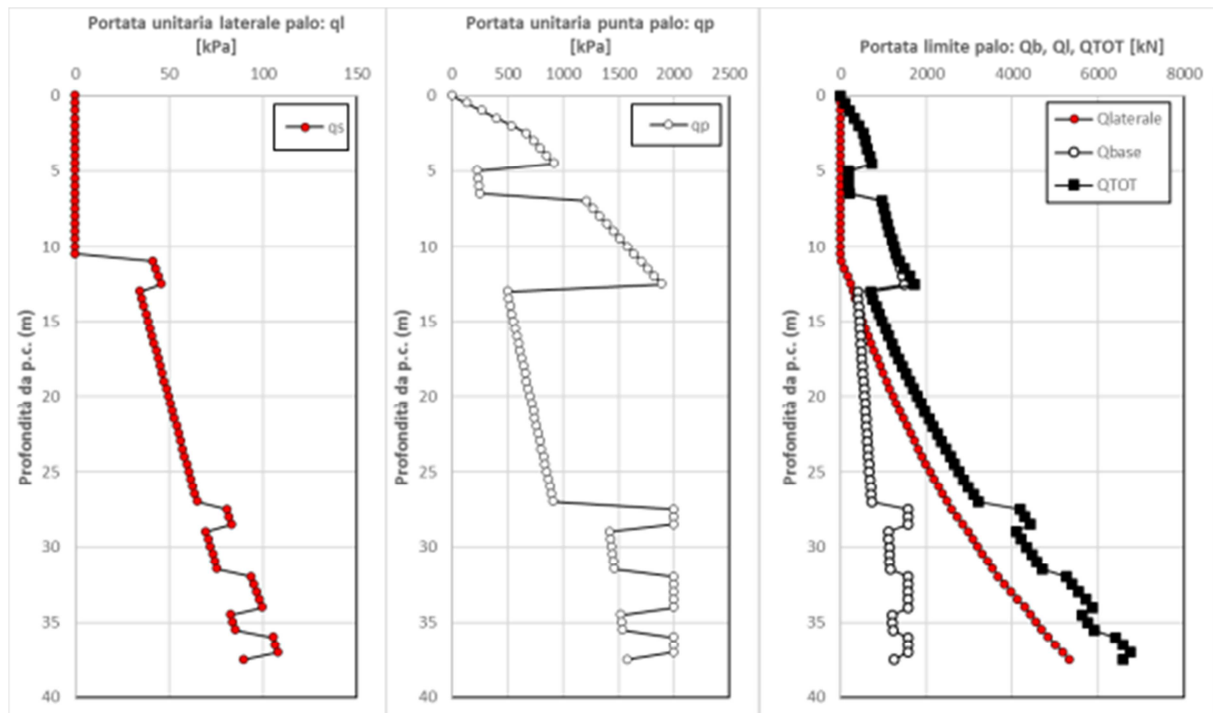


Figura 50 – Palo FILA 2: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite



Tabella 20. Calcolo della portata limite, caratteristica e di progetto del palo di FILA 2

CARATTERISTICHE DEI PALI																													
D (m)	γ_{cls} (kN/m ³)	Ab (m ²)	γ'_{cls} (kN/m ³)	falda da p.c. (m)																									
1,00	25,00	0,7854	15,00	2,50																									
ξ_3	γ_s	γ_b																											
1,4	1,15	1,35																											
CALCOLO DELLA PORTANZA										Parametri cond.DRENATE					Par. cond. NON drenate		Portanza drenata		Portanza NON drenata		Portanza scelta		VALORI CARATTERISTICI			VALORI di PROGETTO			
Terreno	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	μ	k	α	Cu (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Ql (kN)	Qp (kN)	Q tot (kN)	Rsk (kN)	Rbk (kN)	Rk tot(kN)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rd tot(kN)			
da p.c.	0,0	18,0	0	0	0	0	32	0,62	0,5			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Riporto	0,5	18,0	9	0	9	0	32	0,62	0,5			3	135	0	0	135	0	106	106	0	76	76	0	56	56	0	56		
Riporto	1,0	18,0	18	0	18	0	32	0,62	0,5			6	270	0	0	270	0	212	212	0	151	151	0	112	112	0	112		
Riporto	1,5	18,0	27	0	27	0	32	0,62	0,5			8	405	0	0	405	0	318	318	0	227	227	0	168	168	0	168		
Riporto	2,0	18,0	36	0	36	0	32	0,62	0,5			11	540	0	0	540	0	424	424	0	303	303	0	224	224	0	224		
Riporto	2,5	18,0	45	0	45	0	32	0,62	0,5			14	675	0	0	675	0	530	530	0	379	379	0	280	280	0	280		
Riporto	3,0	18,0	54	5	49	0	32	0,62	0,5			15	736	0	0	736	0	578	578	0	413	413	0	306	306	0	306		
Riporto	3,5	18,0	63	10	53	0	32	0,62	0,5			17	798	0	0	798	0	627	627	0	448	448	0	332	332	0	332		
Riporto	4,0	18,0	72	15	57	0	32	0,62	0,5			18	859	0	0	859	0	675	675	0	482	482	0	357	357	0	357		
Riporto	4,5	18,0	81	20	61	0	32	0,62	0,5			19	921	0	0	921	0	723	723	0	517	517	0	383	383	0	383		
Palude	5,0	17,5	90	25	65	0	26	0,49	0,5	0,70	15	16	978	11	225	0	225	0	177	177	0	126	126	0	93	93	0	93	
Palude	5,5	17,5	99	29	69	0	26	0,49	0,5	0,70	15	17	1036	11	234	0	234	0	183	183	0	131	131	0	97	97	0	97	
Palude	6,0	17,5	107	34	73	0	26	0,49	0,5	0,70	15	18	1094	11	242	0	242	0	190	190	0	136	136	0	101	101	0	101	
Palude	6,5	17,5	116	39	77	0	26	0,49	0,5	0,70	15	19	1151	11	251	0	251	0	197	197	0	141	141	0	104	104	0	104	
Sabbia	7,0	18,0	125	44	81	0	36	0,73	0,5			29	1213	0	0	1213	0	953	953	0	680	680	0	504	504	0	504		
Sabbia	7,5	18,0	134	49	85	0	36	0,73	0,5			31	1274	0	0	1274	0	1001	1001	0	715	715	0	530	530	0	530		
Sabbia	8,0	18,0	143	54	89	0	36	0,73	0,5			32	1336	0	0	1336	0	1049	1049	0	749	749	0	555	555	0	555		
Sabbia	8,5	18,0	152	59	93	0	36	0,73	0,5			34	1397	0	0	1397	0	1097	1097	0	784	784	0	581	581	0	581		
Sabbia	9,0	18,0	161	64	97	0	36	0,73	0,5			35	1459	0	0	1459	0	1146	1146	0	818	818	0	606	606	0	606		
Sabbia	9,5	18,0	170	69	101	0	36	0,73	0,5			37	1520	0	0	1520	0	1194	1194	0	853	853	0	632	632	0	632		
Sabbia	10,0	18,0	179	74	105	0	36	0,73	0,5			38	1581	0	0	1581	0	1242	1242	0	887	887	0	657	657	0	657		
Sabbia	10,5	18,0	188	78	110	0	36	0,73	0,5			40	1643	0	0	1643	0	1290	1290	0	922	922	0	683	683	0	683		
Sabbia	11,0	18,0	197	83	114	0	36	0,73	0,5			41	1704	0	0	1704	32	1338	1371	23	956	979	20	708	728	0	708		
Sabbia	11,5	18,0	206	88	118	0	36	0,73	0,5			43	1766	0	0	1766	98	1387	1485	70	991	1061	61	734	795	0	734		
Sabbia	12,0	18,0	215	93	122	0	36	0,73	0,5			44	1827	0	0	1827	167	1435	1602	119	1025	1144	103	759	863	0	759		
Sabbia	12,5	18,0	224	98	126	0	36	0,73	0,5			46	1889	0	0	1889	237	1483	1720	169	1059	1229	147	785	932	0	785		
Limi Arg.	13,0	18,0	233	103	130	0	28	0,53	0,5	0,66	30	35	1950	20	503	35	503	300	395	695	214	282	497	186	209	395	0	395	
Limi Arg.	13,5	18,0	242	108	134	0	28	0,53	0,5	0,66	30	36	2000	20	512	36	512	355	402	757	254	287	541	221	213	433	0	433	
Limi Arg.	14,0	18,0	251	113	138	0	28	0,53	0,5	0,66	30,5	37	2000	20	526	37	526	412	413	825	294	295	589	256	218	474	0	474	
Limi Arg.	14,5	18,0	260	118	142	0	28	0,53	0,5	0,65	31	38	2000	20	539	38	539	471	423	894	336	302	638	292	224	516	0	516	
Limi Arg.	15,0	18,0	269	123	146	0	28	0,53	0,5	0,64	32	39	2000	21	557	39	557	531	437	968	379	312	692	330	231	561	0	561	
Limi Arg.	15,5	18,0	278	128	150	0	28	0,53	0,5	0,64	32,5	40	2000	21	571	40	571	593	448	1041	423	320	743	368	237	605	0	605	
Limi Arg.	16,0	18,0	287	132	155	0	28	0,53	0,5	0,64	33	41	2000	21	584	41	584	656	459	1115	469	328	796	408	243	650	0	650	
Limi Arg.	16,5	18,0	296	137	159	0	28	0,53	0,5	0,63	34	42	2000	21	602	42	602	722	473	1194	515	338	853	448	250	698	0	698	
Limi Arg.	17,0	18,0	305	142	163	0	28	0,53	0,5	0,62	34,5	43	2000	22	616	43	616	789	483	1272	563	345	909	490	256	746	0	746	
Limi Arg.	17,5	18,0	314	147	167	0	28	0,53	0,5	0,62	35	44	2000	22	629	44	629	857	494	1351	612	353	965	533	261	794	0	794	
Limi Arg.	18,0	18,0	323	152	171	0	28	0,53	0,5	0,61	36	45	2000	22	647	45	647	928	508	1436	663	363	1026	576	269	845	0	845	
Limi Arg.	18,5	18,0	332	157	175	0	28	0,53	0,5	0,61	36,5	47	2000	22	661	47	661	1000	519	1519	714	371	1085	621	274	896	0	896	
Limi Arg.	19,0	18,0	341	162	179	0	28	0,53	0,5	0,60	37	48	2000	22	674	48	674	1074	529	1603	767	378	1145	667	280	947	0	947	
Limi Arg.	19,5	18,0	350	167	183	0	28	0,53	0,5	0,60	38	49	2000	23	692	49	692	1149	543	1693	821	388	1209	714	288	1001	0	1001	
Limi Arg.	20,0	18,0	359	172	187	0	28	0,53	0,5	0,59	38,5	50	2000	23	706	50	706	1227	554	1781	876	396	1272	762	293	1055	0	1055	
Limi Arg.	20,5	18,0	368	177	191	0	28	0,53	0,5	0,59	39	51	2000	23	719	51	719	1306	565	1870	933	403	1336	811	299	1110	0	1110	
Limi Arg.	21,0	18,0	377	181	196	0	28	0,53	0,5	0,58	40	52	2000	23	737	52	737	1386	579	1965	990	413	1404	861	306	1167	0	1167	
Limi Arg.	21,5	18,0	386	186	200	0	28	0,53	0,5	0,58	40,5	53	2000	23	751	53	751	1469	589	2058	1049	421	1470	912	312	1224	0	1224	
Limi Arg.	22,0	18,0	395	191	204	0	28	0,53	0,5	0,57	41	54	2000	23	764	54	764	1553	600	2153	1109	429	1538	965	317	1282	0	1282	
Limi Arg.	22,5	18,0	404	196	208	0	28	0,53	0,5	0,56	42	55	2000	24	782	55	782	1639	614	2253	1171	439	1609	1018	325	1343	0	1343	
Limi Arg.	23,0	18,0	413	201	212	0	28	0,53	0,5	0,56	42,5	56	2000	24	796	56	796	1726	625	2351	1233	446	1679	1072	331	1403	0	1403	
Limi Arg.	23,5	18,0	422	206	216	0	28	0,53	0,5	0,56	43	57	2000	24	809	57	809	1816	635	2451	1297	454	1751	1128	336	1464	0	1464	
Limi Arg.	24,0	18,0	431	211	220	0	28	0,53	0,5	0,55	44	58	2000	24	827	58	827	1907	650	2556	1362	464	1826	1184	344	1528	0	1528	
Limi Arg.	24,5	18,0	440	216	224	0	28	0,53	0,5	0,54	44,5	60	2000	24	841	60	841	1999											



8.4.4.3 Verifica dei pali della FILA 3

In Figura 51 sono indicate la portata laterale unitaria, la portata alla punta unitaria e le conseguenti portate limite per il palo di FILA 3. In Tabella 21 è indicato il calcolo analitico svolto.

Si rileva che assumendo un coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1,4$ il palo $\varnothing 1000$ esteso fino a -35 m da l.m.m., ha una portata di progetto pari a 4.244 kN. Pertanto:

$$Ed = 3.262 \text{ kN} < 4.244 \text{ kN} = Rd$$

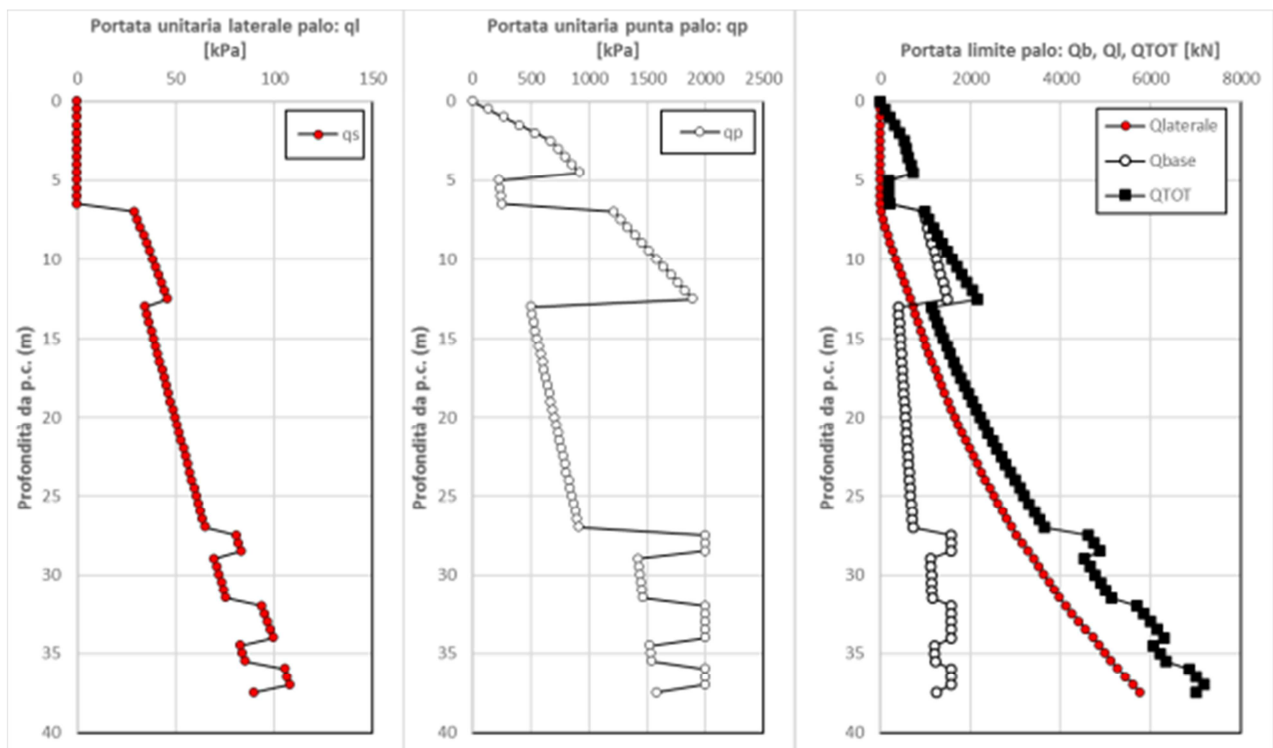


Figura 51 – Palo FILA 3: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite



Tabella 21. Calcolo della portata limite, caratteristica e di progetto del palo di FILA 3

CARATTERISTICHE DEI PALI																																		
D (m)	γ_{cls} (kN/m ³)	Ab (m ²)	γ'_{cls} (kN/m ³)	falda da p.c. (m)																														
1,00	25,00	0,7854	15,00	2,50																														
ξ_3	γ_s	γ_b																																
1,4	1,15	1,35																																
CALCOLO DELLA PORTANZA										Parametri cond.DRENATE					Par. cond. NON drenate		Portanza drenata		Portanza NON drenata		Portanza scelta		VALORI CARATTERISTICI					VALORI di PROGETTO						
Terreno	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_v (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	φ' (°)	μ	k	α	Cu (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	qs (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Ql (kN)	Qp (kN)	Q tot (kN)	Rsk (kN)	Rbk (kN)	Rk tot(kN)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rd tot(kN)								
da p.c.																																		
Riporto	0,0	18,0	0	0	0	0	32	0,62	0,5			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							
Riporto	0,5	18,0	9	0	9	0	32	0,62	0,5			3	135	0	0	0	0	135	0	106	106	0	76	76	0	56	56							
Riporto	1,0	18,0	18	0	18	0	32	0,62	0,5			6	270	0	0	0	0	270	0	212	212	0	151	151	0	112	112							
Riporto	1,5	18,0	27	0	27	0	32	0,62	0,5			8	405	0	0	0	0	405	0	318	318	0	227	227	0	168	168							
Riporto	2,0	18,0	36	0	36	0	32	0,62	0,5			11	540	0	0	0	0	540	0	424	424	0	303	303	0	224	224							
Riporto	2,5	18,0	45	0	45	0	32	0,62	0,5			14	675	0	0	0	0	675	0	530	530	0	379	379	0	280	280							
Riporto	3,0	18,0	54	5	49	0	32	0,62	0,5			15	736	0	0	0	0	736	0	578	578	0	413	413	0	306	306							
Riporto	3,5	18,0	63	10	53	0	32	0,62	0,5			17	798	0	0	0	0	798	0	627	627	0	448	448	0	332	332							
Riporto	4,0	18,0	72	15	57	0	32	0,62	0,5			18	859	0	0	0	0	859	0	675	675	0	482	482	0	357	357							
Riporto	4,5	18,0	81	20	61	0	32	0,62	0,5			19	921	0	0	0	0	921	0	723	723	0	517	517	0	383	383							
Palude	5,0	17,5	90	25	65	0	26	0,49	0,5	0,70	15	16	978	11	225	0	225	0	225	0	177	177	0	126	126	0	93	93						
Palude	5,5	17,5	99	29	69	0	26	0,49	0,5	0,70	15	17	1036	11	234	0	234	0	234	0	183	183	0	131	131	0	97	97						
Palude	6,0	17,5	107	34	73	0	26	0,49	0,5	0,70	15	18	1094	11	242	0	242	0	242	0	190	190	0	136	136	0	101	101						
Palude	6,5	17,5	116	39	77	0	26	0,49	0,5	0,70	15	19	1151	11	251	0	251	0	251	0	197	197	0	141	141	0	104	104						
Sabbia	7,0	18,0	125	44	81	0	36	0,73	0,5			29	1213	0	0	29	1213	23	953	976	16	690	697	14	504	518								
Sabbia	7,5	18,0	134	49	85	0	36	0,73	0,5			31	1274	0	0	31	1274	70	1001	1071	50	715	765	44	530	573								
Sabbia	8,0	18,0	143	54	89	0	36	0,73	0,5			32	1336	0	0	32	1336	120	1049	1169	86	749	835	74	555	630								
Sabbia	8,5	18,0	152	59	93	0	36	0,73	0,5			34	1397	0	0	34	1397	172	1097	1269	123	784	906	107	581	687								
Sabbia	9,0	18,0	161	64	97	0	36	0,73	0,5			35	1459	0	0	35	1459	226	1146	1372	161	818	980	140	606	746								
Sabbia	9,5	18,0	170	69	101	0	36	0,73	0,5			37	1520	0	0	37	1520	283	1194	1476	202	853	1055	176	632	807								
Sabbia	10,0	18,0	179	74	105	0	36	0,73	0,5			38	1581	0	0	38	1581	342	1242	1584	244	887	1131	212	657	869								
Sabbia	10,5	18,0	188	78	110	0	36	0,73	0,5			40	1643	0	0	40	1643	403	1290	1693	288	922	1209	250	683	933								
Sabbia	11,0	18,0	197	83	114	0	36	0,73	0,5			41	1704	0	0	41	1704	466	1338	1805	333	956	1289	290	708	998								
Sabbia	11,5	18,0	206	88	118	0	36	0,73	0,5			43	1766	0	0	43	1766	532	1387	1919	380	991	1371	331	734	1064								
Sabbia	12,0	18,0	215	93	122	0	36	0,73	0,5			44	1827	0	0	44	1827	601	1435	2036	429	1025	1454	373	759	1132								
Sabbia	12,5	18,0	224	98	126	0	36	0,73	0,5			46	1889	0	0	46	1889	671	1483	2154	479	1059	1539	417	785	1202								
Limi Arg.	13,0	18,0	233	103	130	0	28	0,53	0,5	0,66	30	35	1950	20	503	35	503	734	395	1129	524	282	807	456	209	665								
Limi Arg.	13,5	18,0	242	108	134	0	28	0,53	0,5	0,66	30	36	2000	20	512	36	512	789	402	1191	564	287	851	490	213	703								
Limi Arg.	14,0	18,0	251	113	138	0	28	0,53	0,5	0,66	30,5	37	2000	20	526	37	526	846	413	1259	604	295	899	525	218	744								
Limi Arg.	14,5	18,0	260	118	142	0	28	0,53	0,5	0,65	31	38	2000	20	539	38	539	905	423	1328	646	302	948	562	224	786								
Limi Arg.	15,0	18,0	269	123	146	0	28	0,53	0,5	0,64	32	39	2000	21	557	39	557	965	437	1402	689	312	1002	599	231	831								
Limi Arg.	15,5	18,0	278	128	150	0	28	0,53	0,5	0,64	32,5	40	2000	21	571	40	571	1027	448	1475	733	320	1053	638	237	870								
Limi Arg.	16,0	18,0	287	132	155	0	28	0,53	0,5	0,64	33	41	2000	21	584	41	584	1090	459	1549	779	328	1106	677	243	925								
Limi Arg.	16,5	18,0	296	137	159	0	28	0,53	0,5	0,63	34	42	2000	21	602	42	602	1156	473	1628	825	338	1163	718	250	968								
Limi Arg.	17,0	18,0	305	142	163	0	28	0,53	0,5	0,62	34,5	43	2000	22	616	43	616	1223	483	1706	873	345	1219	759	256	1015								
Limi Arg.	17,5	18,0	314	147	167	0	28	0,53	0,5	0,62	35	44	2000	22	629	44	629	1291	494	1785	922	353	1275	802	261	1063								
Limi Arg.	18,0	18,0	323	152	171	0	28	0,53	0,5	0,61	36	45	2000	22	647	45	647	1362	508	1870	973	363	1336	846	269	1115								
Limi Arg.	18,5	18,0	332	157	175	0	28	0,53	0,5	0,61	36,5	47	2000	22	661	47	661	1434	519	1953	1024	371	1395	891	274	1165								
Limi Arg.	19,0	18,0	341	162	179	0	28	0,53	0,5	0,60	37	48	2000	22	674	48	674	1508	529	2037	1077	378	1455	937	280	1217								
Limi Arg.	19,5	18,0	350	167	183	0	28	0,53	0,5	0,60	38	49	2000	23	692	49	692	1583	543	2127	1131	388	1519	984	288	1271								
Limi Arg.	20,0	18,0	359	172	187	0	28	0,53	0,5	0,59	38,5	50	2000	23	706	50	706	1661	554	2215	1186	396	1582	1032	293	1325								
Limi Arg.	20,5	18,0	368	177	191	0	28	0,53	0,5	0,59	39	51	2000	23	719	51	719	1740	565	2304	1243	403	1646	1081	299	1379								
Limi Arg.	21,0	18,0	377	181	196	0	28	0,53	0,5	0,58	40	52	2000	23	737	52	737	1820	579	2399	1300	413	1714	1131	306	1437								
Limi Arg.	21,5	18,0	386	186	200	0	28	0,53	0,5	0,58	40,5	53	2000	23	751	53	751	1903	589	2492	1359	421	1780	1182	312	1494								
Limi Arg.	22,0	18,0	395	191	204	0	28	0,53	0,5	0,57	41	54	2000	23	764	54																		

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>MEMBRO DELLA FEDERAZIONE CSQ RINA ISO 9001 SISTEMI QUALITÀ CERTIFICATO</p> </div> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 80 di 110</p>
--	--	--

8.4.4.4 Prove di verifica dei pali

In ottemperanza alle previsioni delle NTC 2008 sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica della corretta esecuzione e del comportamento sotto azioni di progetto. Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. In presenza di pali strumentati il valore di prova può essere ridotto a 1,2 volte l'azione SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabilite dal Collaudatore ed, in ogni caso, non possono essere inferiori a quanto indicato al §6.4.3.7.2 delle NTC2008.

8.4.4.5 Controllo dell'integrità dei pali

Ai sensi delle NTC2008 è necessario eseguire controlli di integrità su almeno il 5% dei pali della fondazione, con un minimo di 2 pali.

8.4.4.6 Valutazione della rigidità verticale del vincolo elastico sommitale che simula il palo ed il palancolato

Per modellare con migliore accuratezza il comportamento del solettone sommitale è possibile modellare il vincolo di appoggio offerto dal palo e dal palancolato tramite una molla verticale di opportuna rigidità. La rigidità di tale molla può essere stimata considerando che l'intera resistenza laterale del palo si mobilita per abbassamenti compresi tra 5 e 10 mm.

Pertanto, considerando che i pali in questione hanno una resistenza laterale di circa 5.000 kN, si ottiene una rigidità della corrispondente molla pari a:

$$K_{\text{palo, max}} = 5.000 / 0,005 = 1.000.000 \text{ kN/m}$$

$$K_{\text{palo, min}} = 5.000 / 0,01 = 500.000 \text{ kN/m}$$

Con ragionamento analogo è stata valutata la rigidità verticale di una molla che simula il palancolato (per unità di sviluppo longitudinale del palancolato):

$$K_{\text{palancolato, medio}} = 46.500 \text{ kN/m/m}$$

8.4.5 Verifica dei tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato

Il vincolo orizzontale in sommità dell’opera è costituito da (Figura 52):

- T1) tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato tipo IRS, armati con 7 trefoli da 0,6’’, con 16 m di parte libera, 27 m di fondazione, inclinati alternativamente a 10 e 15 (°) sull’orizzontale con interasse di 1,79 m.
- T2) 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 Dywidag $\phi 47$ ed interasse 3,58 m; il bulbo di fondazione realizzato con un trattamento coassiale in jet grouting;

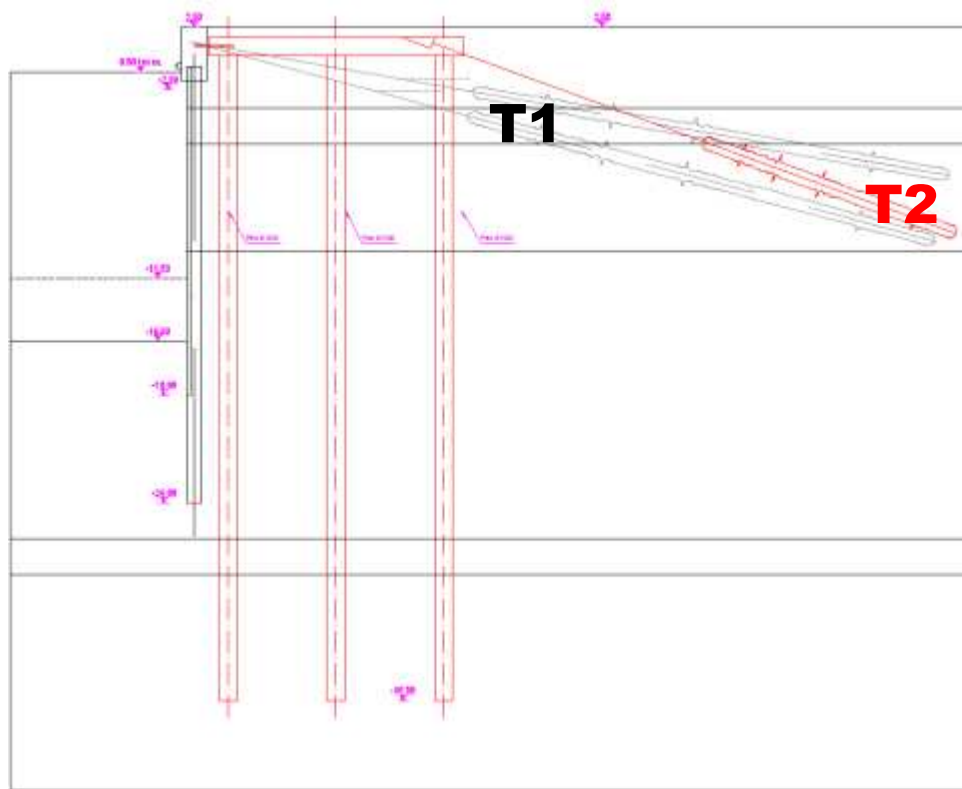


Figura 52 - Sezione tipo intervento di adeguamento con indicazione dei tiranti di ancoraggio

In Tabella 22 sono indicati i risultati del tiro nelle varie combinazioni di carico considerate per le verifiche di funzionalità (SLE/SLD) e sicurezza (SLU/SLV).

Tabella 22. Sollecitazioni di progetto sugli ancoraggi

		SLE	SLD	SLU11	SLU12	SLV
T1 (trefoli)	[kN]	653	698	877	771	784
T2 (Dywi)	[kN]	334	508	484	505	748

In conclusione i tiri di progetto da considerare nelle verifiche degli ancoraggi sono indicati in Tabella 23.

Tabella 23. Sollecitazione massima di progetto su ogni ancoraggio

			max (SLU11-SLU12-SLV)
T1	Ancoraggio a 7tr/1,79m	[kN]	877
T2	Ancoraggio Dywidag ø47/3,58m	[kN]	748

8.4.5.1 Posizione della fondazione dell'ancoraggio

Per poter contare sulla piena capacità degli ancoraggi a tergo delle opere di sostegno si deve verificare che la fondazione dell'ancoraggio sia esterna al cuneo di spinta attiva dell'opera di sostegno. Tale verifica deve tenere conto anche del fatto che in condizioni sismiche la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Le NTC2008 definiscono la lunghezza libera in condizioni sismiche (L_e) pari a:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

dove, oltre ai simboli noti, L_s rappresenta la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche. Con i valori di accelerazione di progetto per il sito di Ravenna si ha:

$$L_e = L_s(1 + 1,5 \cdot 0,298) = 1,45L_s$$

In Figura 53 è presentata la costruzione di Peck per la determinazione della lunghezza libera dei tiranti a tergo di una paratia e l'applicazione al caso della banchina in esame dove, oltre al cuneo attivo, si considera l'ulteriore lunghezza di rispetto prevista dalle NTC2008 per le condizioni sismiche.

La posizione dei bulbi di fondazione, come si vede in figura, risulta sostanzialmente esterna al volume di terreno potenzialmente instabile in condizioni sismiche.

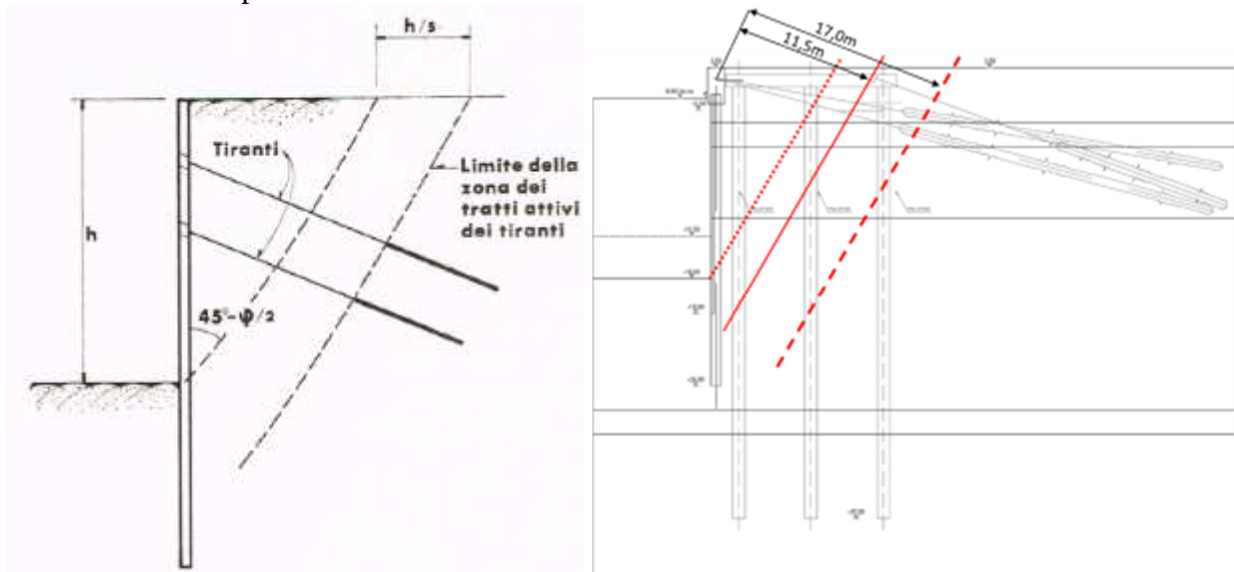


Figura 53 – a sx) definizione della lunghezza libera degli ancoraggi a tergo di una paratia secondo Peck; a dx) determinazione della lunghezza libera degli ancoraggi in condizioni sismiche secondo NTC2008

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 83 di 110</p>
--	---	--

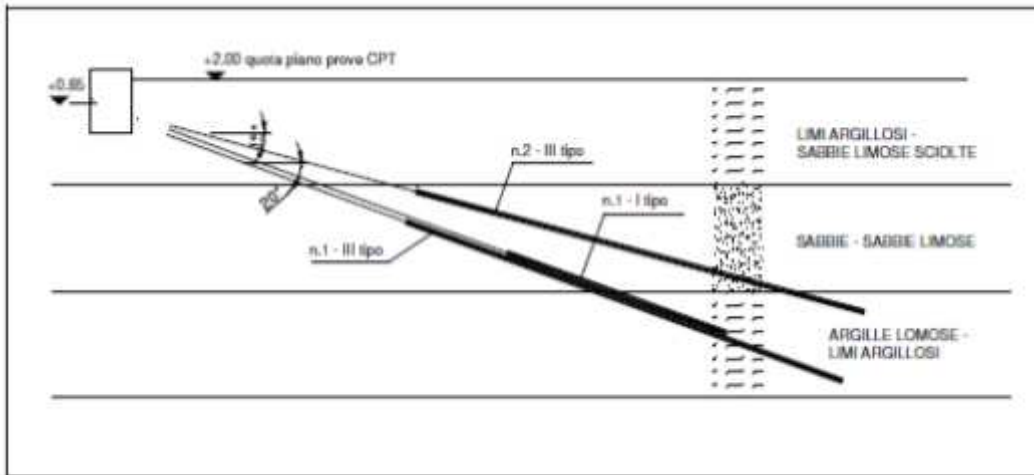
8.4.5.2 Ancoraggi T1 – tiranti esistenti a 7 trefoli

La verifica deve essere eseguita sia rispetto alla fondazione dell’ancoraggio (verifica geotecnica) che nei riguardi dell’armatura metallica (verifica lato acciaio). E’ necessario verificare che la resistenza di progetto dell’ancoraggio, lato fondazione (R_{ad}) e lato armatura, (R_{td}) sia sempre superiore all’azione di progetto (E_d).

La valutazione della resistenza ultima della fondazione degli ancoraggi può essere fatta con riferimenti o a formulazioni teoriche o empiriche che tengono conto del diametro finale del bulbo, delle caratteristiche di resistenza all’interfaccia e delle modalità realizzative. La capacità previsionale è comunque limitata e per questo la Norma Nazionale prevede che la valutazione del carico limite possa essere effettuata solo “*in prima approssimazione*” con tale metodo e che è sempre necessario confermare la congruità delle assunzioni fatte attraverso prove di trazione in sito. Per il porto di Ravenna sono però disponibili numerosi campi prova realizzati negli anni scorsi ed è quindi possibile riferirsi ai risultati di tali sperimentazioni in vera grandezza per valutare con migliore approssimazione la effettiva resistenza limite dei bulbi di fondazione. In ogni caso sarà necessario prevedere l’esecuzione di un opportuno campo prova per valutare che i tiranti effettivamente realizzati raggiungano le prestazioni richieste.

8.4.5.2.1 Sperimentazione su tiranti di prova tipo IRS

Proprio in corrispondenza della banchina Trattaroli Nord sono disponibili i risultati di un campo prova su tiranti a bulbo iniettato con tecnologia IRS. (Iniezioni Ripetute e Selettive). In Figura 54 è riportata la sezione stratigrafica con l’indicazione dei tiranti di prova ed i risultati delle prove di trazione. I risultati delle prove vengono poi interpretati in termini di tensione tangenziale limite ipotizzando un diametro effettivo della fondazione del tirante. Si osserva che la resistenza tangenziale limite oscilla tra 80 e 160 kPa. Sovrapponendo tali risultati al grafico di Bustamante e Doix per terreni granulari (Figura 55), tenendo conto della tecnologia IRS utilizzata per la loro realizzazione, si osserva che il valore di resistenza unitaria minima osservata (80 kPa) cade quasi fuori dal range di variabilità atteso e fa pensare a qualche problematica realizzativa o alla possibilità che la fondazione sia finita, almeno in parte, sui depositi di palude superiori.



N. TIRANTE (*)	L_{LIB} (m)	L_{BULBO} (m)	INCLINAZIONE (°)	Q_u (kN)	τ_{MED} (**) (kN/m ²)
n.2 - III tipo	16	22	15	1080	81.4
n.1 I tipo	21	11	20	1060	160
n.1 III tipo	16	22	20	1490	112

(*) con rif. alla specifica VIPP Rif. 04_055_DT_002_E "Modalità esecutive tiranti preliminari di prova"
(**) i valori τ_u sono stati ricavati considerando un diametro reso della parte attiva $\phi_{reso} = \alpha \cdot \phi_{per} = 1.2 \cdot 160 = 192$ mm dove α è un coefficiente amplificativo.

Figura 54 – Risultati del campo prova per i tiranti di ancoraggio realizzato a Trattaroli Nord nel 2005 (da Relazione Vipp lavori s.p.a., ing. De Faveri, 2005)

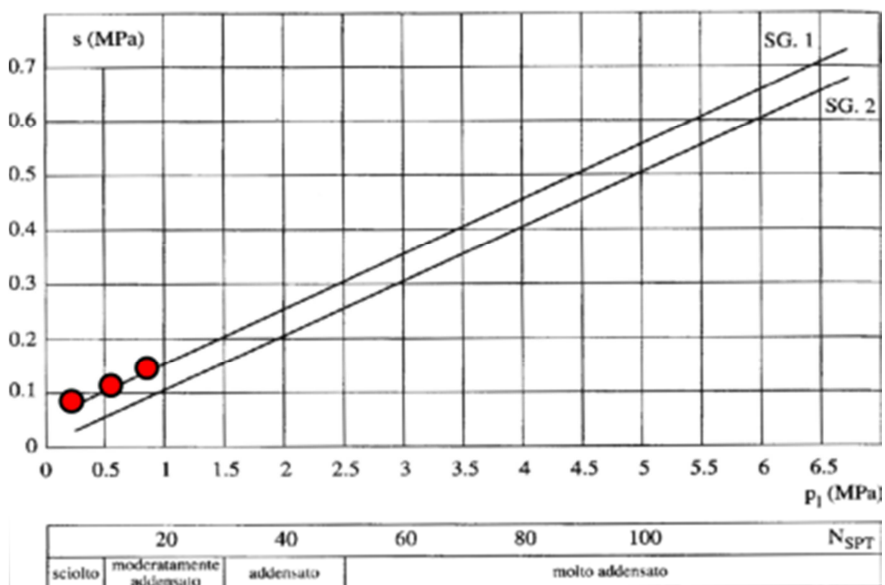


Figura 55 – Valori della resistenza unitaria limite stimata per i tiranti di prova collocati nell’abaco di Bustamante e Doix (1985) per terreni incoerenti

Considerando l’elevata lunghezza dei bulbi di fondazione sottoposti a prova appare utile valutare direttamente la resistenza a sfilamento per unità di lunghezza della fondazione, evitando di dover

Tabella 24. Valori del coefficiente di guadagno in diametro (α) e quantità minima di miscela di iniezione consigliata

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marna	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcani marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcani alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Nota la resistenza limite a sfilamento (R_{ac}), la resistenza caratteristica viene determinata assumendo un coefficiente di correlazione $\xi_{a3} = 1,6$ (stratigrafia ben nota) come:

$$R_{ak} = R_{ac} / \xi_{a3} = 1.181 \text{ kN}$$

In conclusione la resistenza di progetto (R_{ad}) viene determinata dividendo la resistenza caratteristica per il coefficiente di sicurezza $\gamma_R = 1,2$ (tiranti permanenti).

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R = 984 \text{ kN}$$

In Tabella 25 si riporta la sintesi delle calcolazioni svolte e la verifica di sicurezza dei bulbi di ancoraggio T1.

Tabella 25. Verifica di sicurezza lato fondazione degli ancoraggi T1

	R_{ac} [kN]	R_{ak} [kN]	R_{ad} [kN]	E_d [kN]	$R_d \geq E_d$
T1 (7 trefoli)	1.890	1.181	984	877	✓

8.4.5.4 Ancoraggi T2 – nuovi ancoraggi armati con barra tipo Dywidag

La verifica deve essere eseguita sia rispetto alla fondazione dell’ancoraggio (verifica geotecnica) che nei riguardi dell’armatura metallica (verifica lato acciaio). E’ necessario verificare che la resistenza di progetto dell’ancoraggio, lato fondazione (R_{ad}) e lato armatura, (R_{td}) sia sempre superiore all’azione di progetto (E_d).

La valutazione della resistenza ultima della fondazione degli ancoraggi può essere fatta con riferimento a formulazioni teoriche o empiriche che tengono conto del diametro finale del bulbo, delle caratteristiche di resistenza all’interfaccia e delle modalità realizzative. La capacità previsionale è comunque limitata e per questo la Norma Nazionale prevede che la valutazione del carico limite possa essere effettuata solo “*in prima approssimazione*” con tale metodo e che è sempre necessario confermare la congruità delle assunzioni fatte attraverso prove di trazione in sito. Per il porto di Ravenna sono però disponibili numerosi campi prova realizzati negli anni scorsi ed è quindi possibile riferirsi ai risultati di tali sperimentazioni in vera grandezza per valutare con migliore approssimazione la effettiva resistenza limite dei bulbi di fondazione. In ogni caso sarà necessario prevedere l’esecuzione di un opportuno campo prova per valutare che i tiranti effettivamente realizzati raggiungano le prestazioni richieste.

8.4.5.4.1 Sperimentazione su tiranti di prova in jet-grouting al porto di Ravenna

Nel 2008, proprio per la costruzione del banchinamento in questione, sono stati realizzati dei tiranti preliminari di prova con bulbo in jet-grouting. La scelta di utilizzare una tecnologia speciale per i bulbi di fondazione era dettata dalla presenza di una stratigrafia sfavorevole, con pochi metri di sabbie su cui poter fare sicuro affidamento.

La geometria dei tiranti di prova è indicata in Figura 57. Sono stati sottoposti a prova di trazione 7 tiranti, di cui 3 con bulbo di minore lunghezza per prove di sfilamento (tiranti tipo A) e 4 con geometria identica a quella dei tiranti definitivi ed armatura maggiorata (tiranti tipo B).

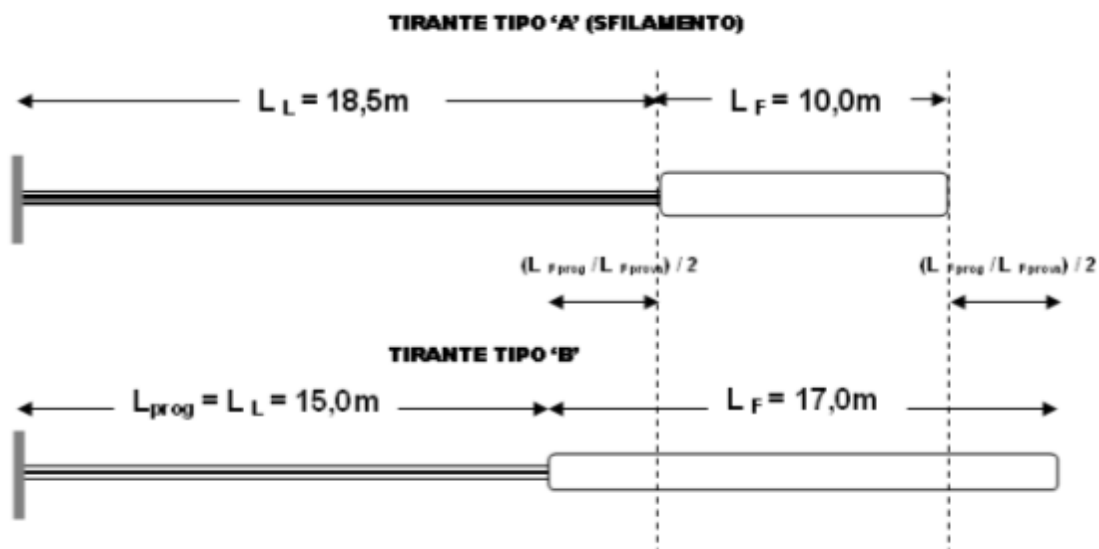


Figura 57 – Geometria dei tiranti di progetto realizzati nel 2008

In Tabella 26 sono riassunte le principali caratteristiche realizzative dei tiranti di progetto.



Tabella 26. Caratteristiche realizzative dei tiranti di progetto del 2008

TIPO	CODICE	PERF. TIRANTE		ACCIAIO			INCL.	INIEZIONI			RAPP. ACQUA-CEMENTO	
		Diametro (mm)	Lungh. (m)	Lunghezza (m)		N. Trefoli		JETTING		SECON.	Jett.	second.
				Libera	Bulbo			DATA	kg cem.			
A	T2-F1	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	03/04/2008	4000	800	1 : 1	1 : 2
B	T3-F1	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	03/04/2008	6800	1400	1 : 1	1 : 2
B	T1-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	25/09/2008	6500	1900	1 : 1	1 : 1,6
A	T2-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	25/09/2008	4100	1200	1 : 1	1 : 1,6
B	T3-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	23/09/2008	6500	2100	1 : 1	1 : 1,6
B	T4-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	23/09/2008	6600	1600	1 : 1	1 : 1,6
A	T5-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	23/09/2008	4200	1300	1 : 1	1 : 1,6

In Figura 58 sono mostrate le curve carico-allungamento ottenute dalle prove svolte i cui risultati salienti sono riassunti in Tabella 27.

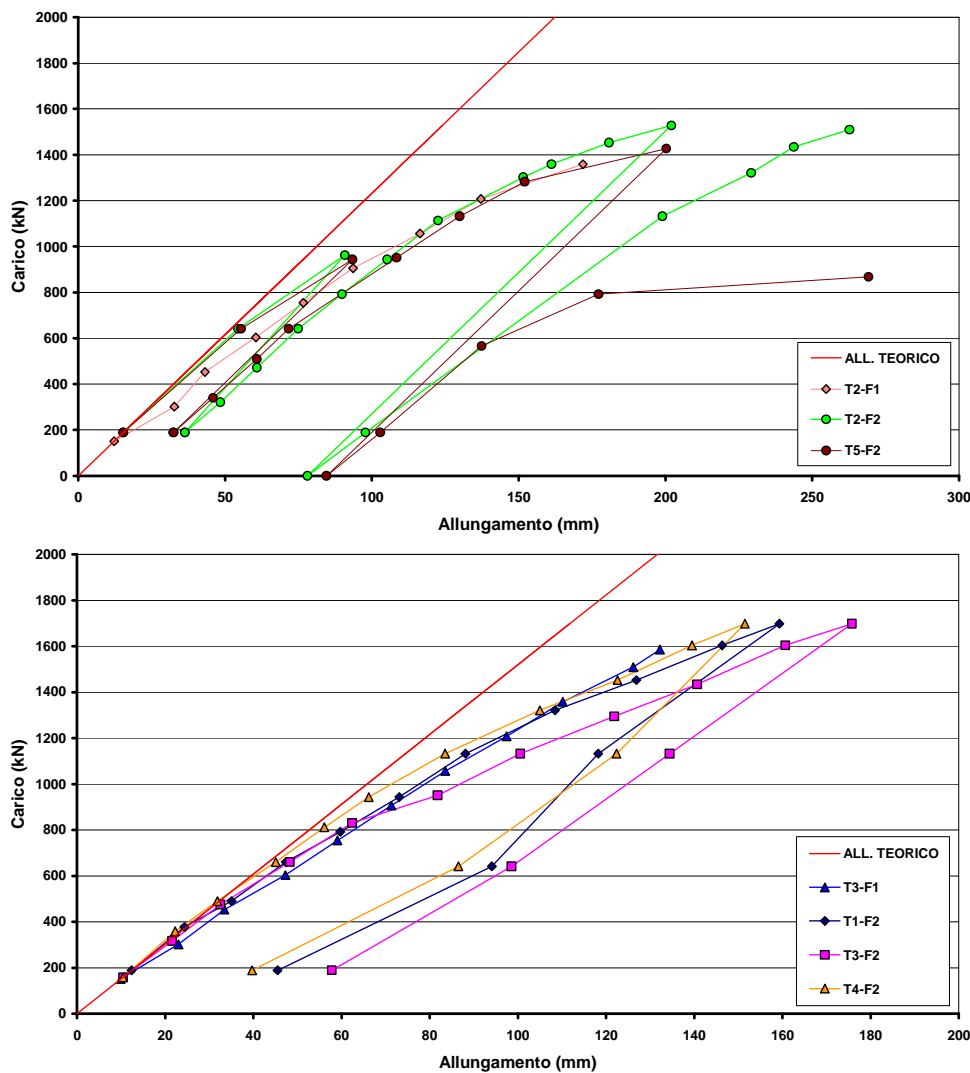


Figura 58 – Curve carico-allungamento per i tiranti tipo A (in alto) e B (in basso)

Tabella 27. Risultati delle prove di carico sui tiranti di progetto del 2008

TIPO	CODICE	PERF. TIRANTE		ACCIAIO			INCL.	Stima volume bulbo Jett. (m ³)	Stima diametro bulbo (m)	Carico max sollecitante (kN)	Condizioni Finali prova
		Diametro (mm)	Lungh. (m)	Lunghezza (m)		N. Trefoli					
				Libera	Bulbo						
A	T2-F1	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,33	0,82	1208	NO ROTTURA
										1359	SFILAMENTO
B	T3-F1	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	9,07	0,82	1585	NO ROTTURA
B	T1-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,67	0,81	1698	NO ROTTURA
A	T2-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,47	0,83	1453	NO ROTTURA
										1528	SFILAMENTO
B	T3-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,67	0,81	1698	NO ROTTURA
B	T4-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,80	0,81	1698	NO ROTTURA
A	T5-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,60	0,84	1283	NO ROTTURA
										1427	SFILAMENTO

Si osserva che tutti i tiranti di tipo A sono stati portati a sfilamento. Il carico massimo raggiunto, normalizzato alla lunghezza del bulbo risulta:

$$T2-F1 \quad q = 1359 / 10 = 136 \text{ kN/m}$$

$$T2-F2 \quad q = 1528 / 10 = 153 \text{ kN/m}$$

$$T5-F2 \quad q = 1427 / 10 = 143 \text{ kN/m}$$

I risultati indicano un'ottima uniformità di comportamento ed una resistenza unitaria che può essere cautelativamente assunta pari a 130 kN/m. Si tratta di un valore molto elevato tenuto conto dei terreni presenti. Se si assume un valore limite della tensione tangenziale compreso tra 80 e 100 kPa, significherebbe che il bulbo ottenuto con il trattamento in jet grouting ha un diametro compreso tra 45 e 55 cm.

Sulla base delle prove a sfilamento la resistenza del tirante con bulbo di $L = 17$ m risulterebbe:

$$R_{ac,1} = 130 \times 17 = 2.210 \text{ kN}$$

Sulla base dei risultati delle prove di idoneità si sono raggiunti i 1700 kN senza raggiungere lo sfilamento. Sulla base della forma delle curve carico-cedimento ed in via cautelativa si assume un valore massimo di resistenza allo sfilamento cautelativamente pari a:

$$R_{ac,2} = 2.100 \text{ kN}$$

8.4.5.4.2 Verifica allo sfilamento della fondazione

Per il dimensionamento geotecnico deve risultare rispettata la condizione di stato limite ultimo di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione deve essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Il progetto prevede che i nuovi ancoraggi siano realizzati in maniera analoga agli esistenti, con medesima tecnologia realizzativa (in particolare bulbo di fondazione con pre-trattamento in jet-grouting) e medesima geometria. Pertanto la resistenza ultima a sfilamento può essere assunta pari a quella misurata sui tiranti di prova del 2008, prima descritti.

Nota la resistenza limite a sfilamento (R_{ac}), la resistenza caratteristica viene determinata assumendo un coefficiente di correlazione $\xi_{a3} = 1,6$ (stratigrafia ben nota) come:

$$R_{ak} = R_{ac} / \xi_{a3} = 1.312 \text{ kN}$$

Quindi la resistenza di progetto della fondazione (R_{ad}) viene determinata dividendo la resistenza caratteristica per il coefficiente di sicurezza $\gamma_R = 1,2$ (tiranti permanenti).

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 90 di 110</p>
--	--	--

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R = 1.094 \text{ kN}$$

In Tabella 28 si riporta la sintesi delle calcolazioni svolte e la verifica di sicurezza dei bulbi di ancoraggio T2.

Tabella 28. Verifica di sicurezza lato fondazione dei nuovi ancoraggi T2

	R_{ac} [kN]	R_{ak} [kN]	R_{ad} [kN]	E_d [kN]	$R_d \geq E_d$
T2 (nuovi ancoraggi)	2.000	1.312	1.094	748	✓

8.4.5.5 Definizione del CAMPO PROVA per gli ancoraggi preliminari di prova

In accordo alle NTC2008 la realizzazione degli ancoraggi definitivi sarà preceduta dall'esecuzione di ancoraggi preliminari di prova idonei ad accertarne le prestazioni previste. L'esecuzione delle prove su tali ancoraggi dovrà essere eseguita in conformità alla Raccomandazioni AGI-AICAP “Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce” – Giugno 2012.

8.4.5.6 Prove di verifica e modalità di tesatura

Ai sensi del paragrafo 6.6.4 delle NTC 2008 le prove di verifica devono essere eseguite su tutti gli ancoraggi e consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 volte quella massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova. Lo svolgimento di tali prove dovrà essere conforme alle Raccomandazioni AGI-AICAP “Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce” – Giugno 2012.

8.4.5.7 Protezione degli ancoraggi

I tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato risultano particolarmente sensibili alla corrosione. Infatti la presenza di acciai ad elevata resistenza unita all'ambiente di installazione aggressivo (ambiente marino) rende necessario adottare dei provvedimenti specifici per garantire la durabilità in condizioni di piena efficienza dell'ancoraggio. Gli ancoraggi utilizzati saranno certificati ai sensi del decreto del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 12391 del 22 dicembre 2011 "Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all'impiego di tiranti per uso geotecnico di tipo attivo".

9 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) degli elementi strutturali costituenti la nuova banchina.

Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici eseguiti nei precedenti paragrafi ed ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

9.1 Palancolato esistente

Il banchinamento esistente è costituito da un palancolato metallico combinato tipo HZ975D-12/AZ18 della ArcelorMittal. I pali principali HZ sono realizzati in acciaio tipo Fe510 (S355GP) mentre le palancole intermedie AZ sono realizzate in acciaio tipo Fe430 (S270GP). Le caratteristiche del palancolato combinato, dei pali principali HZ e delle palancole intermedie AZ sono state ricavate dal catalogo del produttore del quale si riportano nelle figure seguenti alcuni estratti.

Combination HZ -12/AZ 18



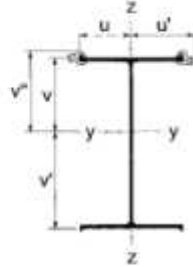
Section	Dimensions			Properties per meter of wall				Mass of combination with intermediary section			Coating area	
	v	v'	v''	Sectional area	Moment of inertia	Elastic section modulus	Elastic section modulus	**** AZ 18			Water-side	Land-side
	mm	mm	mm	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	AZ = 60 % / HZ kg/m ²	AZ = 80 % / HZ kg/m ²	AZ = / HZ kg/m ²	m ² /m	m ² /m
HZ 575 A	238.7	336.3	272.7	240.9	110100	4040	3275	149	169	189	2.332	4.286
HZ 575 B	244.0	335.0	277.0	251.2	119050	4300	3555	157	177	197	2.332	4.294
HZ 575 C	249.6	333.4	282.6	264.9	129350	4575	3880	167	188	208	2.332	4.304
HZ 575 D	250.6	336.4	283.8	277.8	139820	4925	4155	177	197	218	2.348	4.307
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

* Referring outside of connector (v''), ** Referring outside of HZ-flange (v'), *** Rounded value, **** Length of connector = Length of AZ

Figura 59 – Combinazione HZ975D-12/AZ18



Solution 12



Delivery Form



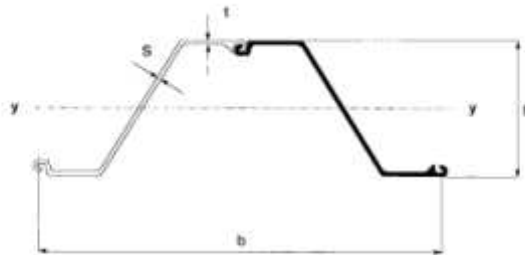
Properties per solution

Section	Dimensions					Sectional area cm ²	Mass kg/m	Moment of inertia		Elastic section modulus		Radius of gyration		Coating area		
	v	v'	v''	u	u'			y-y	z-z	y-y	z-z	y-y	z-z	Water-side	Land-side	
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	m ² /m	m ² /m	
HZ 575 A	238.7	336.3	272.7	230.0	283.8	241.6	189.7	154000	50140	5650	1765	4580	25.25	14.41	0.632	2.585
HZ 575 B	244.0	335.0	277.0	230.0	283.8	260.0	204.1	170020	53380	6140	1880	5075	25.57	14.33	0.632	2.593
HZ 575 C	249.6	333.4	282.6	230.5	284.3	284.6	223.4	188450	57080	6670	2010	5655	25.73	14.16	0.632	2.603
HZ 575 D	250.6	336.4	283.8	230.5	284.2	307.8	241.6	207200	62640	7300	2205	6160	25.95	14.27	0.647	2.606
HZ 775 A	334.5	440.5	367.0	230.0	283.8	299.0	234.7	332820	53750	9070	1895	7555	33.36	13.41	0.631	2.970
HZ 775 B	339.5	439.5	370.8	230.0	283.8	317.4	249.2	361420	56990	9745	2010	8225	33.74	13.40	0.631	2.978
HZ 775 C	341.5	441.5	373.1	230.8	284.5	352.7	276.9	401790	63220	10770	2220	9100	33.75	13.39	0.646	2.983
HZ 775 D	345.9	441.1	376.1	230.8	284.5	371.2	291.4	430930	66490	11450	2335	9770	34.07	13.38	0.646	2.991
HZ 975 A	428.5	546.5	460.4	230.0	283.8	338.1	265.4	561650	53760	12200	1895	10260	40.76	12.61	0.631	3.367
HZ 975 B	433.4	545.6	464.7	230.0	283.8	356.5	279.9	606800	57000	13060	2010	11120	41.26	12.64	0.631	3.375
HZ 975 C	435.9	547.1	467.5	231.0	284.8	399.8	313.8	677800	63460	14495	2230	12385	41.17	12.60	0.646	3.381
HZ 975 D	440.3	548.7	470.9	231.0	284.8	418.3	328.4	723490	66750	15365	2345	13235	41.59	12.63	0.646	3.389

* Referring outside of connector (v'' resp. u''), ** Referring outside of HZ-flange (highest value of v; v')

Figura 60 – HZ 975 D sol. 12

AZ - Intermediary Piles



Section	Dimensions				Suitable connector	Properties Double Pile					
	h	b	t	s		Sectional area cm ²	Mass kg/m	Moment of inertia y-y cm ⁴	Elastic section modulus y-y cm ³	Radius of gyration y-y cm	Coating area* m ² /m
AZ 13	300	1340	9.5	9.5	RZDU 16 + 18	183.4	144.0	26400	1740	11.99	1.65
AZ 13 10/10	304	1340	10.0	10.0	RZDU 16 + 18	191.6	150.4	27440	1810	11.97	1.65
AZ 18	380	1260	9.5	9.5	RZDU 16 + 18	189.6	148.8	43080	2270	15.07	1.71
AZ 18 10/10	381	1260	10.0	10.0	RZDU 16 + 18	198.1	155.5	44790	2355	15.04	1.71
AZ 26	427	1260	13.0	12.2	RZDU 16 + 18	249.2	195.6	69940	3260	16.75	1.78
AZ 26 +0.5	428	1260	13.5	12.7	RZDU 16 + 18	257.6	202.2	72130	3375	16.73	1.78

– AZ-intermediary piles are normally supplied as double piles
– For specific use all the AZ-sections are possible as intermediary piles
* One side, excluding inside of interlocks

Figura 61 – AZ18

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</i></p>	 DIREZIONE TECNICA Pag. : 93 di 110
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

Nel prospetto seguente sono sintetizzate le caratteristiche del palancolato combinato, dei pali principali HZ e delle palancole intermedie ZH.

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
HZ975D-12/AZ18	cm ² /m 339,6	cm ⁴ /m 428.250	cm ³ /m 7.835
HZ975D-12	cm ² 418,3	cm ⁴ 723.490	cm ³ 13.235
AZ18	cm ² 189,6	cm ⁴ 43.080	cm ³ 2.270

La capacità resistente delle sezioni è determinata con il metodo elastico (E) assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento. L'analisi globale della struttura (modellazione geotecnica) è stata eseguita con il metodo elastico (E), valutando gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Le verifiche strutturali delle sezioni sono state eseguite tenendo conto dei fenomeni di corrosione che inducono una perdita di spessore dei singoli elementi con conseguente diminuzione delle loro caratteristiche di resistenza.

A tal proposito, si è fatto riferimento al D.M. 31 luglio 2012, “Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici”, con cui sono stati adottati i valori di corrosione raccomandati nelle tabelle 4-1 e 4-2 della UNI EN 1993-5:2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 5” e riportate per semplicità di lettura nel seguito.

Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag,)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Notes:					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Notes:

- 1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.
- 2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Come emerge anche dalle tabelle, i tassi di corrosione a cui il palancolato è soggetto variano a seconda delle condizioni al contorno (ad es. ambiente marino zona immersa e/o *splash zone*, tipo di terreno a tergo, etc.). I valori teorici raccomandati di corrosione dopo circa 65 anni (vita attuale banchina di circa 15 anni + vita utile dell'opera di 50 anni) sono pertanto i seguenti:

- Lato terra (terreno naturale indisturbato): $\Delta t_{65} = 0,78$ mm
- Lato mare (acqua del mare in clima temperato nella zona di permanente immersione o nella zona intertidale): $\Delta t_{65} = 2,275$ mm

Le caratteristiche di resistenza dei pali principali HZ e dei pali intermedi ZH, applicando i valori di corrosione di cui sopra, sono state ricavate rispettivamente con l'ausilio del programma AutoCAD della Autodesk e del programma Durability EC3-5 della Arcelor Mittal.

Nel prospetto seguente sono riportate le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose.

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
HZ975D-12	cm ² 362,6	cm ⁴ 625.103	cm ³ 12.044
AZ18	cm ² 138,6	cm ⁴ 32.105	cm ³ 1.695

Si osserva inoltre che la diminuzione delle caratteristiche resistenti delle sezioni comporta una redistribuzione dello stato sollecitativo della struttura che essendo complessivamente meno rigida è quindi soggetta da un lato a minori sollecitazioni e dall'altro a maggiori deformazioni.

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza delle membrature a taglio e flessione considerando le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose. A vantaggio di sicurezza le verifiche sono state eseguite utilizzando i valori ottenuti dal modello con le rigidezze degli elementi non corrosi.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 95 di 110</p>
--	---	--

Taglio

L'area resistente a taglio (A_v) per profili ad I caricati nel piano dell'anima, nell'ipotesi che il taglio sia portato solo dal profilo HZ975D-12, si può assumere pari a (cfr. §4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008):

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 19.080 \text{ mm}^2$$

dove:

- $A = 36.260 \text{ mm}^2$ è l'area della sezione;
- $b = 457,5 \text{ mm}$ è la larghezza delle ali;
- $t_f = 20,0 \text{ mm}$ è lo spessore delle ali;
- $t_w = 14,4 \text{ mm}$ è lo spessore dell'anima;
- $r = 20,8 \text{ mm}$ è il raggio del raccordo tra l'anima e le ali.

La resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$), in assenza di torsione, vale pertanto:

$$V_{c,Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 3.724 \text{ kN}$$

dove:

- $A_v = 19.080 \text{ mm}^2$ è l'area resistente a taglio della sezione;
- $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S355GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

Il valore di calcolo massimo dell'azione tagliante (V_{Ed}) si ha nella combinazione statica SLU11:

$$V_{Ed} = 342 \times 1,79 = 612 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza delle membrature a taglio è pertanto soddisfatta:

$$\eta = V_{c,Rd} / V_{Ed} = 6,08 \geq 1,00$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 96 di 110</p>
--	--	--

Flessione

Essendo il taglio massimo di calcolo (V_{Ed}) inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$):

$$V_{Ed,max} = 612 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{c,Rd} = 1.862 \text{ kN}$$

si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La resistenza di calcolo a flessione del palo principale HZ ($M_{el,Rd}$) vale pertanto:

$$M_{el,Rd}(HZ975D-12) = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 4.072 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 12.044 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S355GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

La resistenza di calcolo a flessione della palancola intermedia AZ ($M_{el,Rd}$) vale invece:

$$M_{el,Rd}(AZ18) = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 436 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 1.695 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 270 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S270GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

Il momento flettente di calcolo (M_{Ed}) si ha nella combinazione sismica SLV:

$$M_{Ed} = 2.025 \times 1,79 = 3.625 \text{ kNm (SLV)}$$

Il momento flettente di calcolo agente sul palo principale HZ vale:

$$M_{Ed}(HZ975D-12) = M_{Ed} \times I_H / (I_{HZ} + I_Z) = 3.444 \text{ kNm}$$

mentre quello agente sulla palancola intermedia AZ vale:

$$M_{Ed}(AZ18) = M_{Ed} \times I_Z / (I_{HZ} + I_Z) = 181 \text{ kNm}$$

dove:

- $I_H = 625.103 \text{ cm}^4$ è il momento di inerzia del palo principale HZ;
- $I_Z = 32.105 \text{ cm}^4$ è il momento di inerzia del palo intermedio AZ.

La verifica di resistenza delle membrature a flessione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\eta(HZ975D-12) = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 1,18 \geq 1,00$$

$$\eta(AZ18) = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 2,41 \geq 1,00$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 97 di 110</p>
--	---	--

9.2 Tiranti di ancoraggio 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 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: $f_{p(1)k} \geq 1.570 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di calcolo a trazione dei tiranti è valutata come:

$$N_{Rd} = A \times f_{p(1)k} / \gamma_S = 2.713 \text{ kN}$$

dove:

- $A = 1.987 \text{ mm}^2$ è l’area complessiva dei trefoli;
- $f_{p(1)k} = 1.570 \text{ N/mm}^2$ è la tensione caratteristica di rottura all’1% di deformazione totale;
- $\gamma_S = 1,15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all’acciaio.

La massima sollecitazione agente sui tiranti, ottenuta dal modello geotecnico, si verifica nella combinazione di carico SLU11 ed è pari a:

$$N_{Ed} = 877 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza a trazione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\eta = N_{Rd} / N_{Ed} = 3,09 \geq 1,00$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: right;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 98 di 110</p>
--	--	---

9.3 Tiranti di ancoraggio integrativi

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti a barre tipo DYWIDAG di diametro nominale $\Phi 47$ ($A = 1.735 \text{ mm}^2$), lunghezza 32 m, inclinazione 20° sull'orizzontale, con 15 m di parte libera e 17 m di fondazione, poste ad interasse di 3,58 m.

Le barre sono in acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H aventi le seguenti proprietà meccaniche dichiarate dal produttore:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{pk} = 1.050 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{pyk} = 950 \text{ N/mm}^2$

Ai fini della valutazione della resistenza di calcolo si è fatto riferimento alle caratteristiche di resistenza minime degli acciai dei tiranti in barre ricavate dalla Tabella 11.3.VII del D.M. 14/01/2008 che fornisce le proprietà meccaniche minime che devono essere garantite dal produttore:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{pk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{pyk} = 800 \text{ N/mm}^2$

Le barre sono protette nei confronti di perdite di spessore dovute ai fenomeni di corrosione con guaine.

La resistenza di calcolo a trazione dei tiranti è valutata come:

$$N_{Rd} = A \times f_{pyk} / \gamma_S = 1.207 \text{ kN}$$

dove:

- $A = 1.735 \text{ mm}^2$ è l'area della sezione trasversale;
- $f_{pyk} = 800 \text{ N/mm}^2$ è la tensione caratteristica di snervamento;
- $\gamma_S = 1,15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

La massima sollecitazione agente sui tiranti, ottenuta dal modello geotecnico, si verifica nella combinazione di carico sismica SLV ed è pari a:

$$N_{Ed} = 748 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza a trazione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\eta = N_{Rd} / N_{Ed} = 1,61 \geq 1,00$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 99 di 110</p>
--	---	--

9.4 Solettone

Il solettone di c.a. è stato modellato con l’ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.19 come una piastra rettangolare di lunghezza pari a 35,80 m e di larghezza pari a 15,60 m, comprensiva della larghezza della trave esistente di coronamento del palancoato di 1,40 m e della larghezza della soletta di c.a. di nuova realizzazione di 14,20 m.

La piastra è stata vincolata in corrispondenza dei pali con molle elastiche verticali di rigidezza pari a $k_1 = 750.000$ kN/m ed in corrispondenza del palancoato con molle elastiche verticali di rigidezza $k_2 = 20.625$ kN/m disposte ad interasse di 0,4475 m coerentemente con la discretizzazione della mesh.

Sulla piastra sono stati applicati i seguenti carichi:

- carico permanente strutturale dovuto alla nuova soletta di c.a.: $g_{1k} = 25$ kPa
- carico permanente strutturale dovuto alla trave di coronamento esistente di c.a.: $g_{1k} = 105$ kPa
- carico permanente portato agente solo sulla nuova soletta di c.a.: $g_{2k} = 6,25$ kPa
- sovraccarico variabile di progetto uniformemente distribuito: $q_{1k} = 60$ kPa;
- carico trasmesso dagli stabilizzatori della gru semovente di progetto su impronta di dimensioni rettangolari pari a 1,80 m × 5,50 m ($q_{2k} = 2400$ kN).

Il carico trasmesso dagli stabilizzatori è stato applicato ipotizzando quattro possibili linee di carico longitudinali lungo le quali gli stabilizzatori possono stazionare. Il carico è considerato alternativo a quello variabile uniformemente distribuito.

I carichi sono stati combinati agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) utilizzando i coefficienti parziali sui carichi e sui materiali della combinazione A1+M1 ed agli stati limite di esercizio (SLE) di tipo raro (RAR).

Le massime sollecitazioni agenti sulla nuova soletta di c.a. si hanno in corrispondenza degli allineamenti trasversali e longitudinali dei pali individuando nelle due direzioni delle fasce trave che sono state pertanto armate come tali.

I valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) risultanti dal modello di calcolo sono i seguenti:

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -850 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 759 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -1.483 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 1.486 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -866 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 536 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -1.536 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 1.536 \text{ kN/m}$$

I valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite di esercizio (SLE) di tipo raro (RAR) risultanti dal modello di calcolo sono i seguenti:

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -599 \text{ kNm/m}$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 100 di 110</p>
--	---	---

$$M_{11}^{\max} = 512 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -1.035 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 1.037 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -604 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 360 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -1.072 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 1.072 \text{ kN/m}$$

Lungo la sezione di collegamento tra la trave esistente di coronamento del palancolato e la soletta di nuova realizzazione i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) risultanti dal modello di calcolo sono i seguenti:

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -651 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 380 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -233 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 570 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -122 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 123 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -228 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 235 \text{ kN/m}$$

I valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite di esercizio (SLE) di tipo raro (RAR) risultanti dal modello di calcolo sono invece i seguenti:

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -449 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 254 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -152 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 395 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -84 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 82 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -156 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 160 \text{ kN/m}$$

Le reazioni vincolari massime sono le seguenti:

- palancolato esistente:

$$R_{SLU}^{\max} = 209 \text{ kN/m}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 146 \text{ kN/m}$$

- pali 1° fila:

$$R_{SLU}^{\max} = 2.423 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 1.708 \text{ kN}$$

- pali 2° fila:

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</i></p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 101 di 110</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

$$R_{SLU}^{\max} = 2.944 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 2.054 \text{ kN}$$

- pali 3° fila:

$$R_{SLU}^{\max} = 2.590 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 1.786 \text{ kN}$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</i></p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 102 di 110</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

9.4.1 Verifiche agli stati limite

9.4.1.1 Soletta di nuova realizzazione

Caratteristiche di resistenza delle sezioni

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite della soletta di nuova realizzazione per le combinazioni di carico più gravose. Le massime sollecitazioni agenti si hanno in corrispondenza degli allineamenti trasversali e longitudinali dei pali individuando nelle due direzioni delle fasce trave che sono state pertanto armate come tali.

Le caratteristiche di resistenza delle sezioni utilizzate ai fini della verifica sono le seguenti:

- Larghezza: $B = 1,00$ m
- Altezza: $H = 1,00$ m
- Ricoprimento longitudinale: $c = 0,040$ m
- Ricoprimento trasversale: $c = 0,064$ m
- Armatura superiore in entrambe le direzioni: $A_{sup} = 45,2$ cm² (10Φ24)
- Armatura inferiore in entrambe le direzioni: $A_{inf} = 45,2$ cm² (10Φ24)
- Staffe a 4 braccia: St. Φ12/20

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>		 <p>Membro della Federazione CSO RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 103 di 110</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza della soletta di nuova realizzazione nei confronti delle sollecitazioni flettenti e taglianti. Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sono soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

$$\eta = R_d/E_d \geq 1,00$$

Tabella 29 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: flessione

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			Δp_{sup}	Armatura inferiore			Δp_{inf}	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}/M_{Ed}
	mm	mm	mm	Correnti			mm	Correnti			m	kNm	kNm	-
M_{11}^{min}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-850	1560,27	1,84
M_{11}^{max}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+759	1560,27	2,06
M_{22}^{min}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-866	1613,92	1,86
M_{22}^{max}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+536	1613,92	3,01

Tabella 30 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: taglio

SOLETTA	b_w	h	c	Φ_{st}	Φ_{sw}	n_b	s	α	V_{Rd}	V_{Ed}	η
-	mm	mm	mm	mm	mm	-	mm	°	kN	kN	-
V_{13}^{min}	1000	1000	64	24	12	4,00	200	90	1838,56	-1483	1,24
V_{13}^{max}	1000	1000	64	24	12	4,00	200	90	1838,56	1486	1,24
V_{23}^{min}	1000	1000	40	24	12	4,00	200	90	1886,31	-1536	1,23
V_{23}^{max}	1000	1000	40	24	12	4,00	200	90	1886,31	1536	1,23

Nota 1: per il significato della simbologia usata si rimanda al paragrafo §4.1.2.1.3.1 delle NTC2008

Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio della soletta di nuova realizzazione nei confronti dell'apertura delle fessure e delle tensioni di esercizio. Le verifiche risultano soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

- Combinazione Rara:

$$\sigma_c = \leq 0.60 \times f_{ck} = 224.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \leq 0.80 \times f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

- Combinazione Frequente:

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

- Combinazione Quasi permanente:

$$\sigma_c = 14.4 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.45 \times f_{ck} = 168.1 \text{ daN/cm}^2$$

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

Tabella 31 – Verifiche agli stati limite di esercizio

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			Δp_{sup}	Armatura inferiore			Δp_{inf}	M_{Ek}	σ_c	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	w_k
	[mm]	[mm]	[mm]	Correnti			[mm]	Correnti			m	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]
RAR M_{11}^{min}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-599	6,39	-154,0	22,9	-
RAR M_{11}^{max}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+512	5,46	19,6	-131,6	-
RAR M_{22}^{min}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-604	6,04	-150,4	26,4	-
RAR M_{22}^{max}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+360	3,60	15,7	-89,6	-
FRE M_{11}^{min}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-	-	-	-	no
FRE M_{11}^{max}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-	-	-	-	no
FRE M_{22}^{min}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-	-	-	-	no
FRE M_{22}^{max}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-	-	-	-	no
QPE M_{11}^{min}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-599	4,04	-	-	no
QPE M_{11}^{max}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+512	3,45	-	-	no
QPE M_{22}^{min}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-604	3,79	-	-	no
QPE M_{22}^{max}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+360	2,26	-	-	no

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 105 di 110</p>
--	---	---

Verifiche a punzonamento

I pali di diametro $\Phi 1000$ costituiscono per la soletta di nuova realizzazione degli appoggi puntuali per cui è necessario verificare a punzonamento la piastra. Il perimetro critico in corrispondenza del singolo palo, definito come il perimetro che circonda l'area caricata ad una distanza pari a 2 volte l'altezza utile effettiva della sezione (d_{eff}), è stato valutato escludendo le parti in cui questo si sovrappone con quello dei pali adiacenti:

$$u_1 = 8.114 \text{ mm}$$

L'altezza utile effettiva della sezione è stata calcolata come:

$$d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = 936 \text{ mm}$$

con $d_x = 924 \text{ mm}$ e $d_y = 948 \text{ mm}$

La tensione di taglio applicata è pari:

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / (u_1 \times d_{eff}) = 388 \text{ kPa}$$

dove:

- $V_{Ed} = 2.944 \text{ kN}$ è il valore di calcolo della forza totale di taglio agente calcolata lungo il perimetro u ed assunta uguale alla reazione dell'appoggio;
- $u = 8.114 \text{ mm}$ è il perimetro della sezione critica;
- $\beta = 1,0$ è un coefficiente che tiene conto degli effetti dell'eccentricità del carico per pilastri d'angolo.

La resistenza a taglio per unità di lunghezza v_{Rd1} per una piastra senza armatura a taglio è invece data da:

$$v_{Rd1} = 0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c = 464 \text{ kPa}$$

dove:

- $k = 1 + (200 / d_{eff})^{1/2} = 1,46 \leq 2$
- $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$
- $v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,38 \text{ N/mm}^2$
- $A_{sl} = 4.520 \text{ mm}^2$
- $\rho_{1x} = \rho_{1y} = A_{sl} / (b \times d_{eff}) = 0,005$
- $\rho_1 = (\rho_{1x} \times \rho_{1y})^{0,5} = 0,005$
- $\gamma_c = 1,5$

Pertanto, essendo rispettata la seguente condizione:

$$v_{sd} \leq v_{Rd1}$$

la verifica a punzonamento della soletta di c.a. in corrispondenza del pilastro è soddisfatta.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 106 di 110</p>
--	---	---

9.4.1.3 Collegamento trave coronamento-soletta di nuova realizzazione

Il collegamento tra la trave esistente di coronamento del palancolato e la soletta di nuova realizzazione deve garantire il completo ripristino della continuità strutturale.

La ripresa di getto deve essere preceduta dalla demolizione dello strato corticale della struttura esistente in modo da generare una superficie con asperità di almeno 5 mm e da un'accurata pulizia della superficie interessata con l'impiego di acqua od aria in pressione, con asportazione totale di eventuali parti mobili, polvere e lattice di cemento e successivamente abbondantemente bagnate, al fine di evitare possibili futuri distacchi e discontinuità lungo la superficie di ripresa stessa. Si dovrà però anche eliminare ogni eventuale ristagno di acqua. Prima di procedere al getto, la superficie sarà trattata con resina epossidica tipo EPORIP della Mapei S.p.A. o similare.

L'armatura trasversale di collegamento tra la soletta di nuova realizzazione e la trave esistente di coronamento del palancolato è costituita da barre di armatura superiori di diametro 24 mm ed inferiori di diametro 20 mm disposte ad interasse costante di 20 cm ed inghisate all'interno della trave per una lunghezza di 100 cm.

Caratteristiche di resistenza delle sezioni

Ai fini delle verifiche le caratteristiche di resistenza della sezione di collegamento della soletta di nuova realizzazione sono le seguenti:

- Larghezza: $B = 1,00$ m
- Altezza: $H = 1,00$ m
- Ricoprimento trasversale: $c = 0,064$ m
- Armatura superiore: $A_{sup} = 22,6$ cm² (5Φ24)
- Armatura inferiore: $A_{inf} = 15,7$ cm² (5Φ20)
- Staffe a 4 braccia: St. Φ12/20

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>		 <p>Membro della Federazione CSO RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p>
		<p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza della sezione di collegamento della soletta di nuova realizzazione nei confronti delle sollecitazioni flettenti e taglianti. Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sono soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

$$\eta = R_d/E_d \geq 1,00$$

Tabella 32 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: flessione

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			Δp_{sup}	Armatura inferiore			Δp_{inf}	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}/M_{Ed}
	mm	mm	mm	Correnti			mm	Correnti			m	kNm	kNm	-
M_{I1}^{min}	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	20	200	-651,00	804,00	1,24
M_{I1}^{max}	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	20	200	+380,00	575,19	1,51

Tabella 33 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: taglio

SOLETTA	b_w	h	c	Φ_{st}	Φ_{sw}	n_b	s	α	V_{Rd}	V_{Ed}	η
-	mm	mm	mm	mm	mm	-	mm	°	kN	kN	-
V_{13}^{min}	1000	1000	64	24	12	4,00	200	90	1839	-233	7,89
V_{13}^{max}	1000	1000	64	24	12	4,00	200	90	1839	570	3,23

Nota 1: per il significato della simbologia usata si rimanda al paragrafo §4.1.2.1.3.1 delle NTC2008

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 108 di 110</p>
--	---	---

Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio della soletta di nuova realizzazione nei confronti dell'apertura delle fessure e delle tensioni di esercizio.

Le verifiche risultano soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

- Combinazione Rara:

$$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 224.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq 0.80 \times f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

- Combinazione Frequente:

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

- Combinazione Quasi permanente:

$$\sigma_c = 14.4 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.45 \times f_{ck} = 168.1 \text{ daN/cm}^2$$

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

Tabella 34 – Verifiche agli stati limite di esercizio

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			Δp_{sup}	Armatura inferiore			Δp_{inf}	M_{Ek}	σ_c	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	w_k
	[mm]	[mm]	[mm]	Correnti			[mm]	Correnti			m	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]
RAR M_{I1}^{min}	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	20	200	-449	6,79	-226,8	19,7	-
RAR M_{I1}^{max}	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	20	200	+254	4,46	9,8	-183,0	-
FRE M_{I1}^{min}	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	20	200	-449	-	-	-	no
FRE M_{I1}^{max}	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	20	200	+254	-	-	-	no
QPE M_{I1}^{min}	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	20	200	-449	4,45	4,04	-	no
QPE M_{I1}^{max}	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	20	100	+254	2,82	3,45	-	no

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 109 di 110</p>
--	--	---

9.5 Pali

I pali di fondazione del solettone a tergo della palancola sono disposti su tre allineamenti:

- FILA 1: allineamento lato mare, a tergo della paratia metallica, $\varnothing 1000$, interasse 3,58 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 2: allineamento intermedio, a 7,80 m da asse palancola, $\varnothing 1000$, interasse 3,58 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 3: allineamento lato terra, a 13,80 m da asse palancola, $\varnothing 1000$, interasse 3,58 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.

Dal modello geotecnico risulta che in condizioni sismiche i pali maggiormente sollecitati sono quelli della prima fila posta subito a tergo del palancolato esistente. In questa condizione alla quota di -12,50 m s.l.m. i pali sono soggetti alle sollecitazioni massime:

$$N_{Ed} = 2.453 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1.712 \text{ kNm}$$

Il momento resistente dei pali armati con 32 Φ 20 calcolato con l'ausilio del codice di calcolo PresFLE+ della Concrete S.r.l. risulta pari a:

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 2.143 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza allo stato limite ultimo è pertanto soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a:

$$\eta \geq M_{Rd}(N_{Ed}) / M_{Ed} = 1,25$$

Anche in condizioni di esercizio i pali maggiormente sollecitati sono quelli della prima fila. Le massime sollecitazioni flettenti si hanno alla quota di -26,00 m s.l.m.:

$$N_{Ek} = 1.904 \text{ kN}$$

$$M_{Ek} = 721 \text{ kNm}$$

A cui corrispondono le seguenti tensioni nei materiali:

- Calcestruzzo: $\sigma_c = 91 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.45 \times f_{ck} = 168.1 \text{ daN/cm}^2$

- Acciaio: $\sigma_a = 943 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.80 \times f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Nord Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 110 di 110</p>
--	---	---

10 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO

Oltre ai campi prova necessari per i tiranti di ancoraggio (vedi relativo paragrafo), alle prove di verifica sui pali ed alle prove speciali di idoneità su alcuni tiranti esistenti, 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. Tali controlli dovranno essere dettagliati con più precisione in fase di progettazione esecutiva. In ogni caso sarà necessario:

- un monitoraggio topografico della trave di banchina;
- un monitoraggio inclinometrico del palancolato attraverso l'installazione di un tubo inclinometrico subito a tergo del banchinamento;
- un monitoraggio della forza di trazione sugli ancoraggi (con strain-gauge);

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.

PLAXIS Report Trattaroli Nord

Sommario

1	Fasi	7
1.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0), Materials plot.....	7
1.2	Paratia esistente [Phase_1] (1/3).....	7
1.3	Escavo +1m [Phase_2] (2/7).....	8
1.4	Tirante $p=196\text{kN/m}$ [Phase_3] (3/13)	8
1.5	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	9
1.6	Ribasso a monte +1,0m [Phase_5].....	9
1.7	Pali+solettone [Phase_6] (6/26).....	10
1.8	nuovi tiranti [Phase_7] (7/51)	10
1.9	Rinterro +2,50m [Phase_8] (8/54)	11
1.10	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	11
1.11	SLE $q=60\text{kPa}$ $b=40\text{kN/m}$ [Phase_10] (10/72)	12
1.12	SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$ [Phase_11] (11/79).....	12
1.13	$q=78\text{kPa}$ $b=52\text{kN/m}$ [Phase_12] (12/87).....	13
1.14	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	13
1.15	$q=48\text{kPa}$ +west SLV [Phase_14] (15/128)	14
1.16	SLV [Phase_15] (17/157)	14
1.17	$q=48\text{kPa}$ +west SLD [Phase_16] (16/159)	15
1.18	SLD [Phase_17] (18/172).....	15
2	Materials - Soil and interfaces	16
2.1	Mohr-Coulomb (1/2)	16
2.2	Mohr-Coulomb (2/2)	16
2.3	Hardening soil	17
2.4	Plates	18
2.5	Geogrids	18
2.6	Anchors	18
2.7	Embedded beam row	19
3	General information	20
3.1	Calculation information - Initial phase	20
3.2	Calculation information - Paratia esistente	20
3.3	Calculation information - Escavo +1m	21
3.4	Calculation information - Tirante $p=196\text{kN/m}$	21
3.5	Calculation information - Escavo -11,50 m	22
3.6	Calculation information Ribasso a monte +1,0m.....	22
3.7	Calculation information Pali+solettone	23
3.8	Calculation information - nuovi tiranti.....	23

3.9	Calculation information - Rinterro +2,50m	23
3.10	Calculation information - Escavo -15,0m	24
3.11	Calculation information - SLE $q=60\text{kPa}$ $b=40\text{kN/m}$	24
3.12	Calculation information SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$	25
3.13	Calculation information - $q=78\text{kPa}$ $b=52\text{kN/m}$	25
3.14	Calculation information - SLU12	26
3.15	Calculation information- $q=48\text{kPa}$ +west SLV	26
3.16	Calculation information - SLV.....	26
3.17	Calculation information - $q=48\text{kPa}$ +west SLD	27
3.18	Calculation information - SLD.....	27
4	Calculation results - Total displacements u_x.....	29
4.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0)	29
4.2	Paratia esistente [Phase_1] (1/3).....	29
4.3	Escavo +1m [Phase_2] (2/7).....	30
4.4	Tirante $p=196\text{kN/m}$ [Phase_3] (3/13)	30
4.5	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	31
4.6	Ribasso a monte +1,0m [Phase_5] (5/23)	31
4.7	Pali+solettone [Phase_6] (6/26).....	32
4.8	nuovi tiranti [Phase_7] (7/51)	32
4.9	Rinterro +2,50m [Phase_8] (8/54)	33
4.10	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	33
4.11	SLE $q=60\text{kPa}$ $b=40\text{kN/m}$ [Phase_10] (10/72)	34
4.12	SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$ [Phase_11] (11/79).....	34
4.13	$q=78\text{kPa}$ $b=52\text{kN/m}$ [Phase_12] (12/87).....	35
4.14	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	35
4.15	$q=48\text{kPa}$ +west SLV [Phase_14] (15/128)	36
4.16	SLV [Phase_15] (17/157)	36
4.17	$q=48\text{kPa}$ +west SLD [Phase_16] (16/159)	37
4.18	SLD [Phase_17] (18/172).....	37
5	Calculation results - Plastic points Status.....	38
5.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0)	38
5.2	Paratia esistente [Phase_1] (1/3).....	38
5.3	Escavo +1m [Phase_2] (2/7).....	39
5.4	Tirante $p=196\text{kN/m}$ [Phase_3] (3/13)	39
5.5	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	40
5.6	Ribasso a monte +1,0m [Phase_5] (5/23)	40
5.7	Pali+solettone [Phase_6] (6/26).....	41
5.8	nuovi tiranti [Phase_7] (7/51)	41

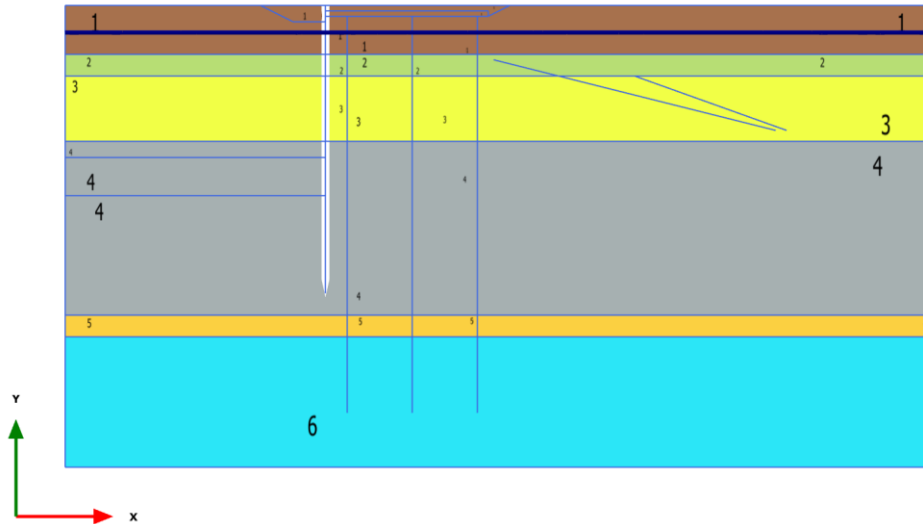
5.9	Rinterro +2,50m [Phase_8] (8/54)	42
5.10	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	42
5.11	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	43
5.12	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	43
5.13	q=78kPa b=52kN/m [Phase_12] (12/87).....	44
5.14	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	44
5.15	q=48kPa+west SLV [Phase_14] (15/128)	45
5.16	SLV [Phase_15] (17/157).....	45
5.17	q=48kPa+west SLD [Phase_16] (16/159)	46
5.18	SLD [Phase_17] (18/172).....	46
6	Calculation results, Total displacements u_x - Plate	47
6.1	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	47
6.2	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	47
6.3	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	48
6.4	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	48
6.5	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	49
6.6	SLV [Phase_15] (17/157).....	49
6.7	SLD [Phase_17] (18/172).....	50
7	Table of total displacements – Plate.....	51
7.1	Escavo -11,50 m [Phase_4]	51
7.2	Escavo -15,0m [Phase_9]	52
7.3	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10]	55
7.4	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	57
7.5	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	60
7.6	SLV [Phase_15] (17/157).....	63
7.7	SLD [Phase_17] (18/172).....	65
8	Shear forces Q	69
8.1	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	69
8.2	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	69
8.3	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	70
8.4	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	70
8.5	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	71
8.6	SLV [Phase_15] (17/157).....	71
8.7	SLD [Phase_17] (18/172).....	72
9	Bending moments M	73
9.1	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	73
9.2	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	73
9.3	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	74

9.4	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	74
9.5	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	75
9.6	SLV [Phase_15] (17/157).....	75
9.7	SLD [Phase_17] (18/172).....	76
10	Axial forces N	77
10.1	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	77
10.2	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	77
10.3	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	78
10.4	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	78
10.5	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	79
10.6	SLV [Phase_15] (17/157).....	79
10.7	SLD [Phase_17] (18/172).....	80
11	Table of plate force envelopes	81
11.1	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	81
11.2	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	82
11.3	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	84
11.4	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	86
11.5	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	88
11.6	SLV [Phase_15] (17/157).....	90
11.7	SLD [Phase_17] (18/172).....	92
12	Table of node-to-node anchors	94
12.1	Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21).....	94
12.2	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	94
12.3	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	94
12.4	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	94
12.5	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	94
12.6	SLV [Phase_15] (17/157).....	94
12.7	SLD [Phase_17] (18/172).....	94
13	Total displacements ux - Embedded beam row	95
13.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	95
13.2	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	95
13.3	SLU11 q=69kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/79).....	96
13.4	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	96
13.5	SLV [Phase_15] (17/157).....	97
13.6	SLD [Phase_17] (18/172).....	97
14	Table of total displacements - Embedded beam row.....	98
14.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	98
14.2	SLE q=60kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/72)	101

14.3	SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$ [Phase_11] (11/79).....	109
14.4	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	113
14.5	SLV [Phase_15] (17/157).....	117
14.6	SLD [Phase_17] (18/172).....	121
15	Shear forces Q - Embedded beam row.....	125
15.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	125
15.2	SLE $q=60\text{kPa}$ $b=40\text{kN/m}$ [Phase_10] (10/72)	125
15.3	SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$ [Phase_11] (11/79).....	126
15.4	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	126
15.5	SLV [Phase_15] (17/157).....	127
15.6	SLD [Phase_17] (18/172).....	127
16	Bending moments M - Embedded beam row	128
16.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	128
16.2	SLE $q=60\text{kPa}$ $b=40\text{kN/m}$ [Phase_10] (10/72)	128
16.3	SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$ [Phase_11] (11/79).....	129
16.4	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	129
16.5	SLV [Phase_15] (17/157).....	130
16.6	SLD [Phase_17] (18/172).....	130
17	Axial forces N - Embedded beam row	131
17.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	131
17.2	SLE $q=60\text{kPa}$ $b=40\text{kN/m}$ [Phase_10] (10/72)	131
17.3	SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$ [Phase_11] (11/79).....	132
17.4	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	132
17.5	SLV [Phase_15] (17/157).....	133
17.6	SLD [Phase_17] (18/172).....	133
18	Table of embedded pile row force envelopes	134
18.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)	134
18.2	SLE $q=60\text{kPa}$ $b=40\text{kN/m}$ [Phase_10] (10/72)	136
18.3	SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$ [Phase_11] (11/79).....	139
18.4	SLU12 [Phase_13] (13/124).....	141
18.5	SLV [Phase_15] (17/157).....	144
18.6	SLD [Phase_17] (18/172).....	146

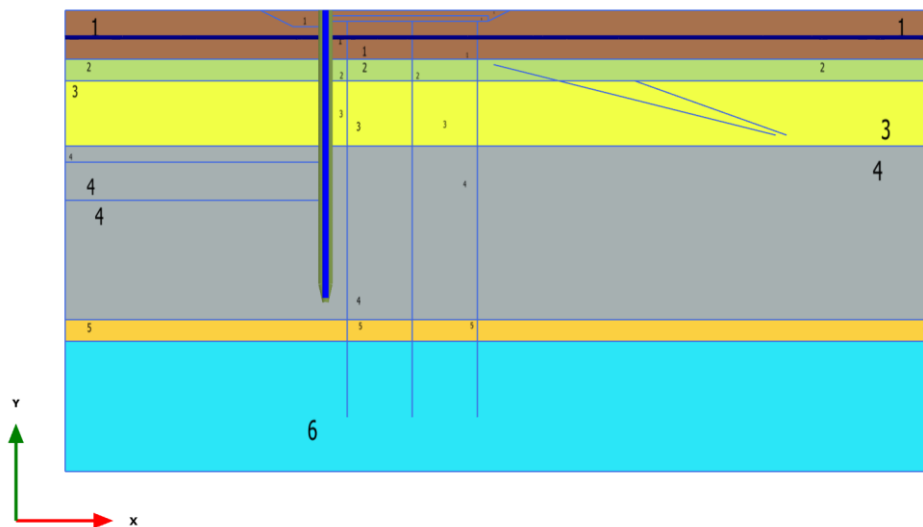
1 Fasi

1.1 Initial phase [InitialPhase] (0/0), Materials plot



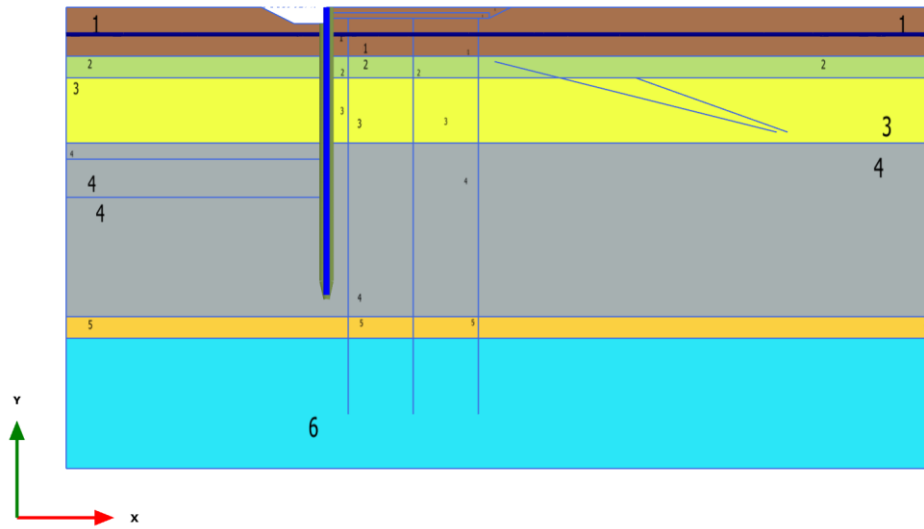
Materials plot

1.2 Paratia existente [Phase_1] (1/3)



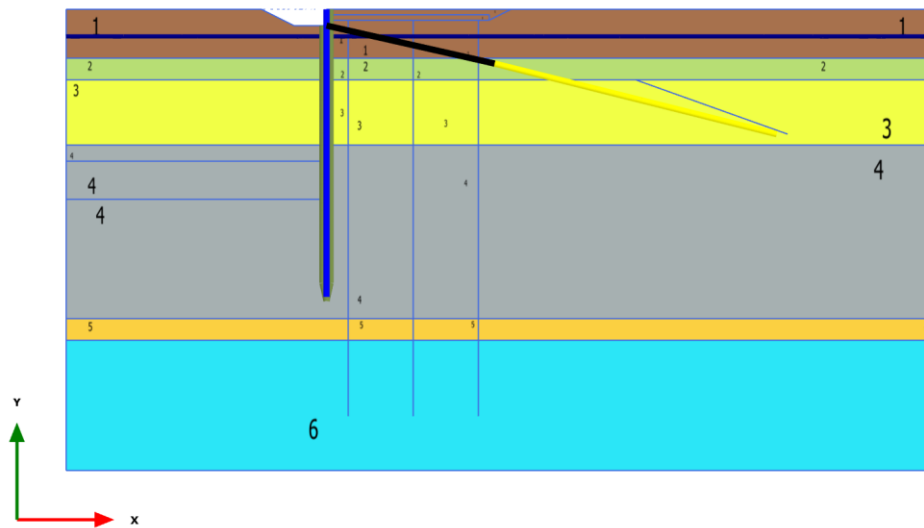
Materials plot

1.3 Escavo +1m [Phase_2] (2/7)



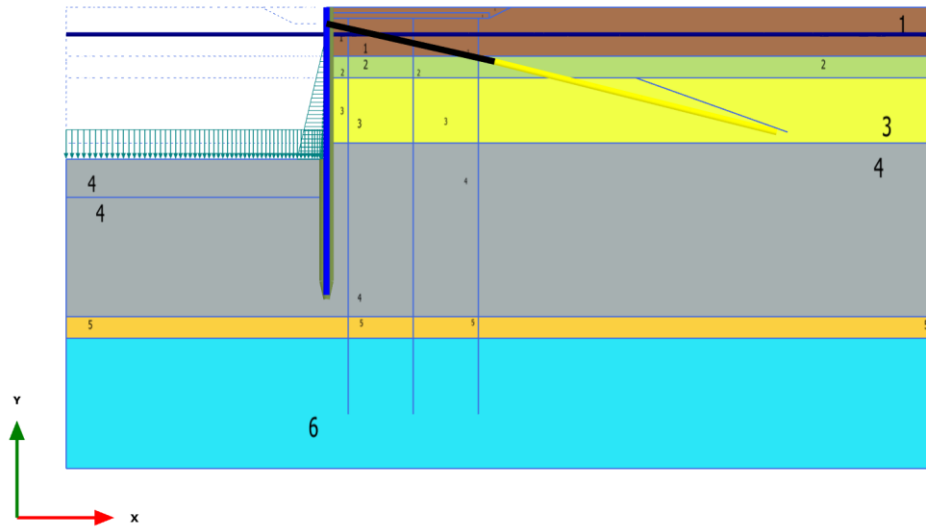
Materials plot

1.4 Tirante p=196kN/m [Phase_3] (3/13)



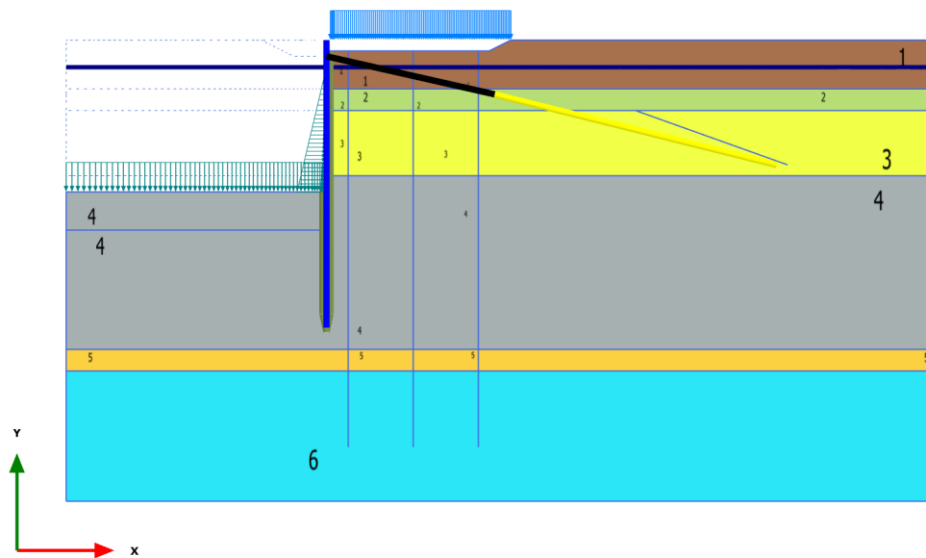
Materials plot

1.5 Escavo -11,50 m [Phase_4] (4/21)



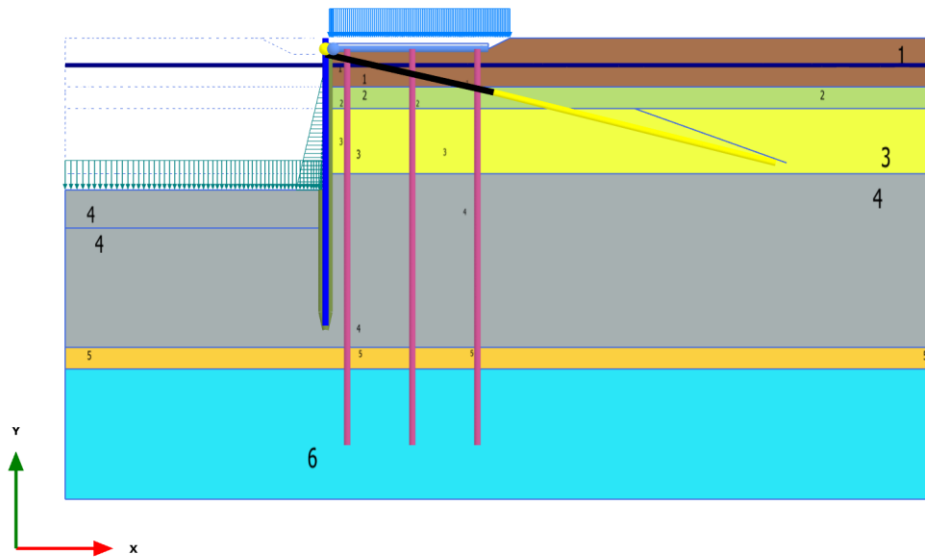
Materials plot

1.6 Ribasso a monte +1,0m [Phase_5]



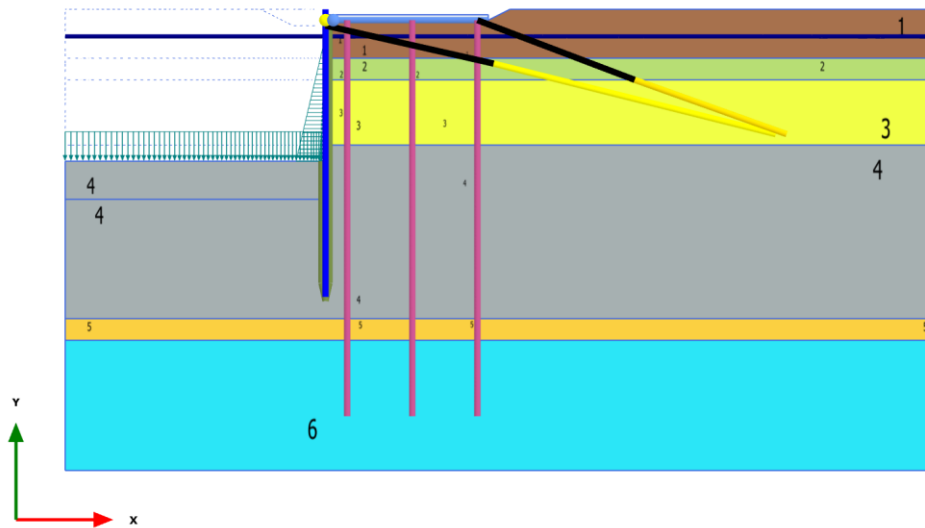
Materials plot

1.7 Pali+solettone [Phase_6] (6/26)



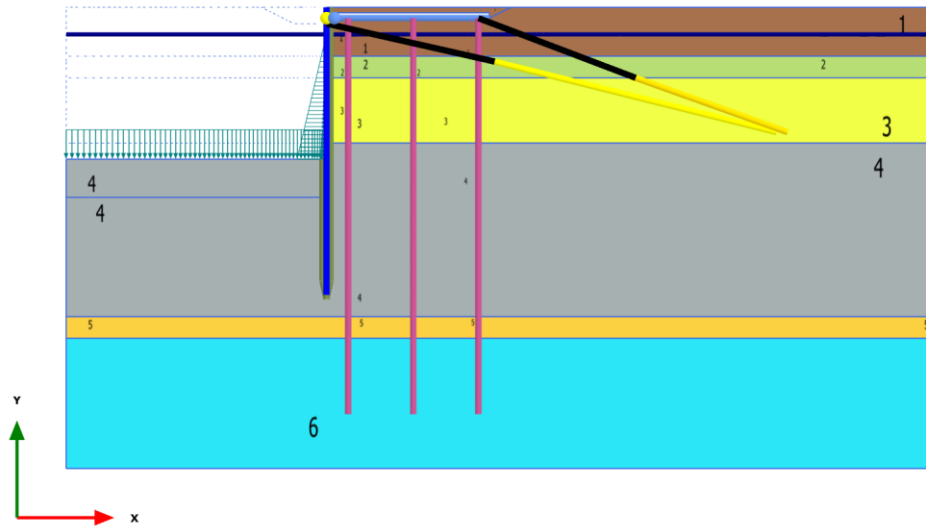
Materials plot

1.8 nuovi tiranti [Phase_7] (7/51)



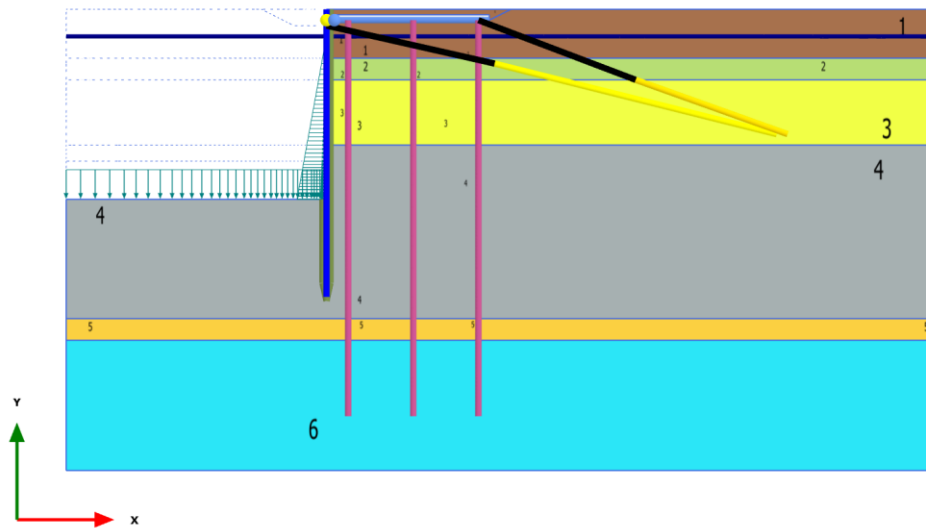
Materials plot

1.9 Rinterro +2,50m [Phase_8] (8/54)



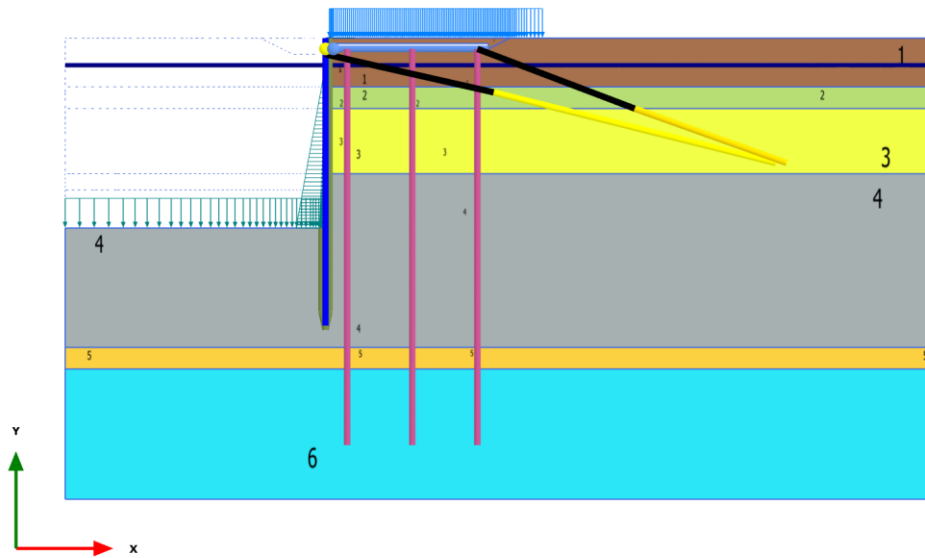
Materials plot

1.10 Escavo -15,0m [Phase_9] (9/62)



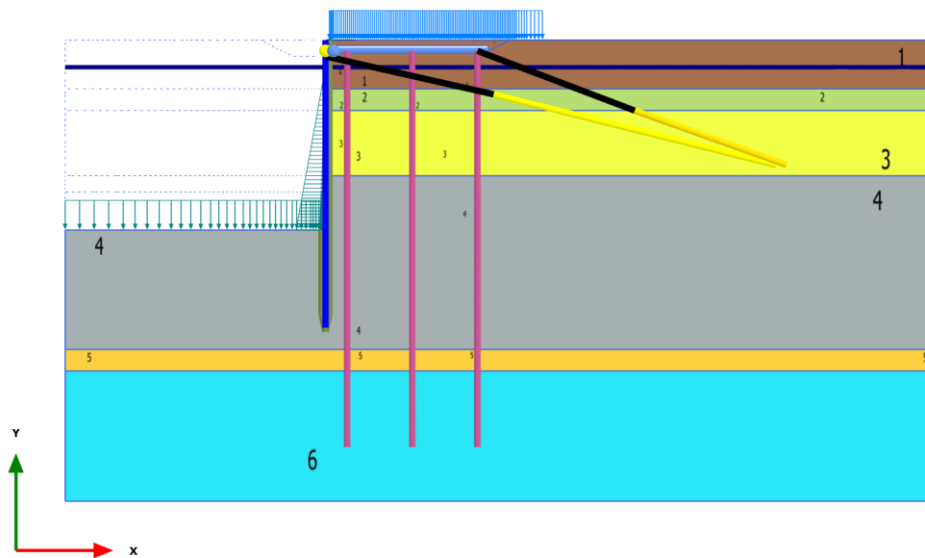
Materials plot

1.11 SLE $q=60\text{kPa}$ $b=40\text{kN/m}$ [Phase_10] (10/72)



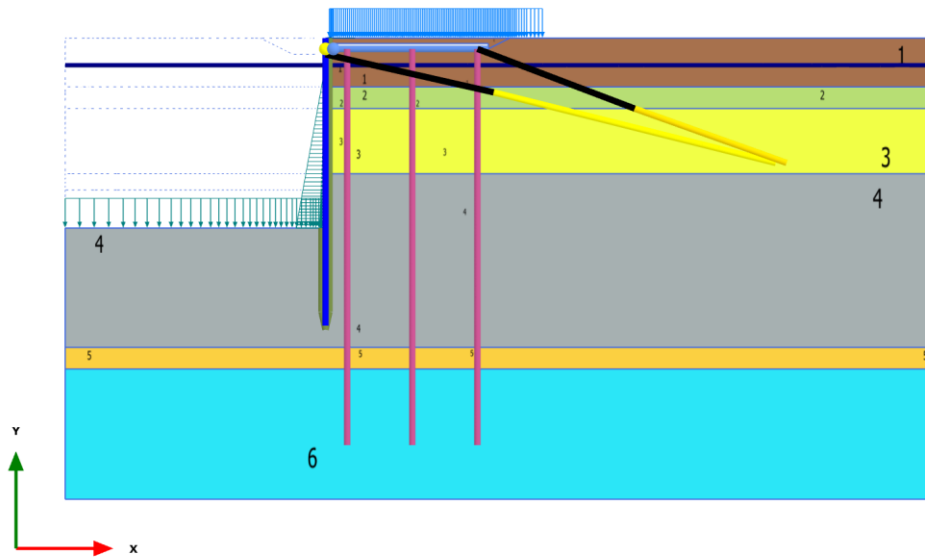
Materials plot

1.12 SLU11 $q=69\text{kPa}$ $b=46\text{kN/m}$ [Phase_11] (11/79)



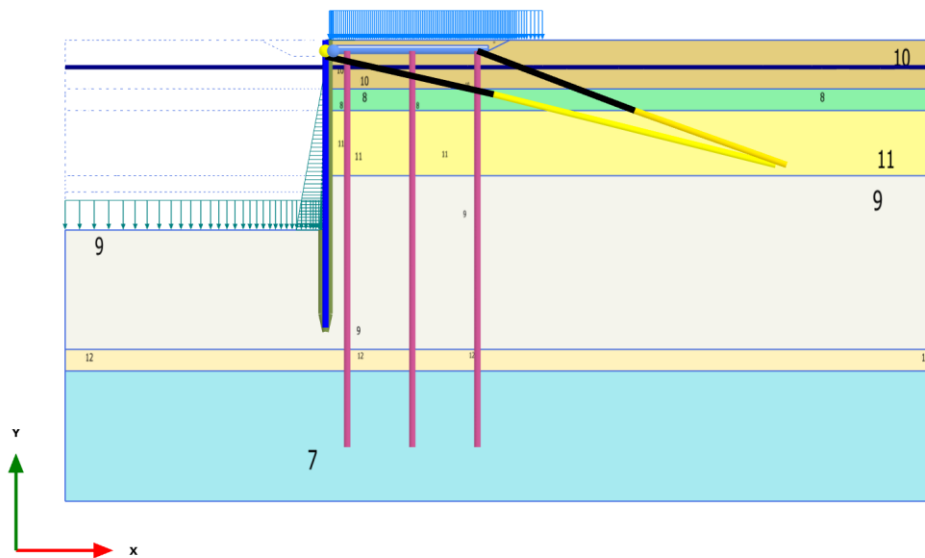
Materials plot

1.13 $q=78\text{kPa}$ $b=52\text{kN/m}$ [Phase_12] (12/87)



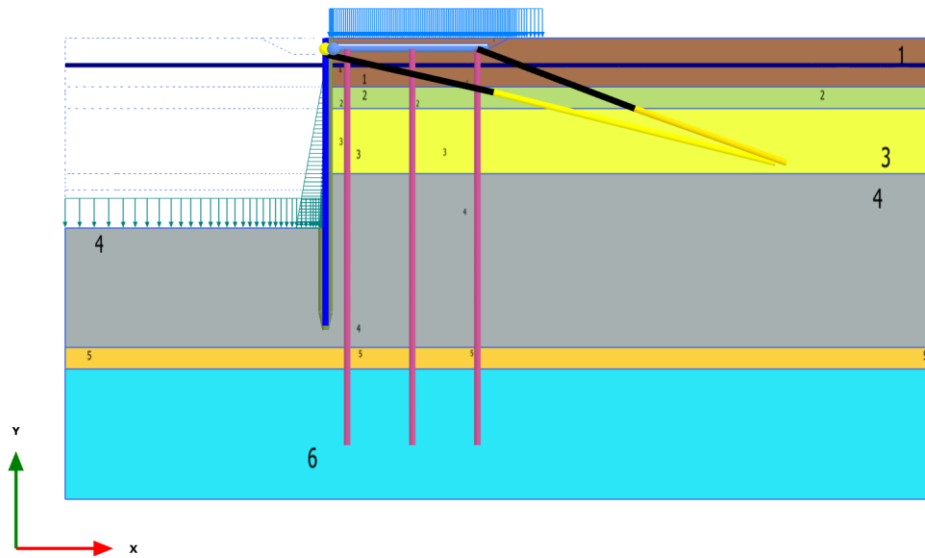
Materials plot

1.14 SLU12 [Phase_13] (13/124)



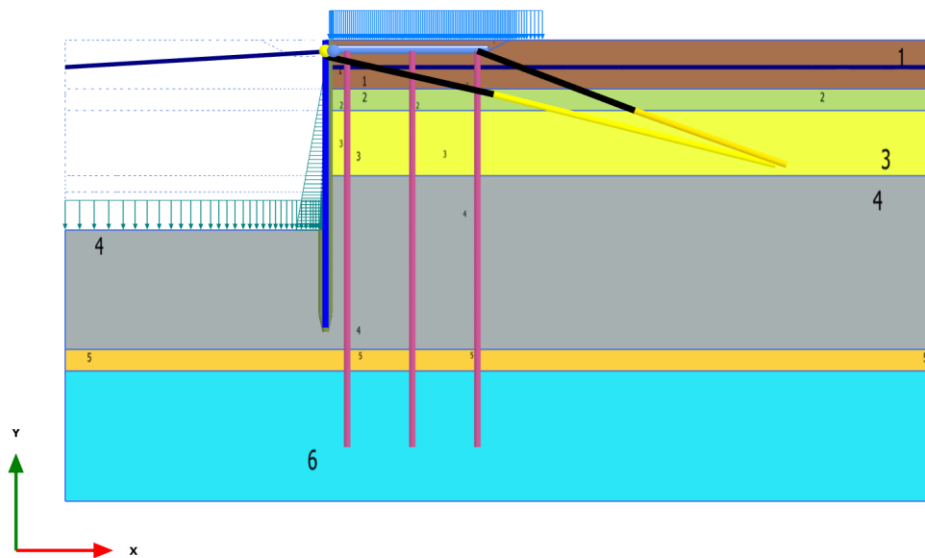
Materials plot

1.15 $q=48\text{kPa}+\text{west SLV}$ [Phase_14] (15/128)



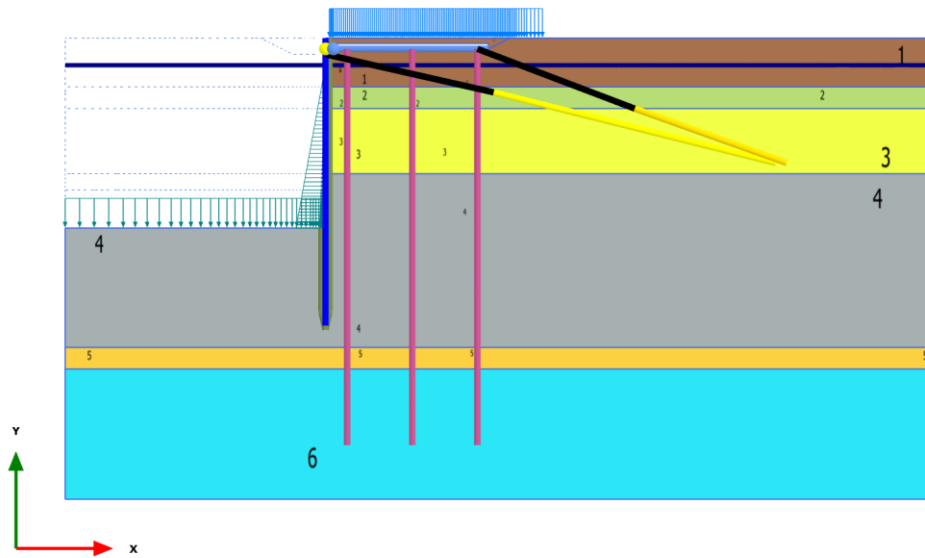
Materials plot

1.16 SLV [Phase_15] (17/157)



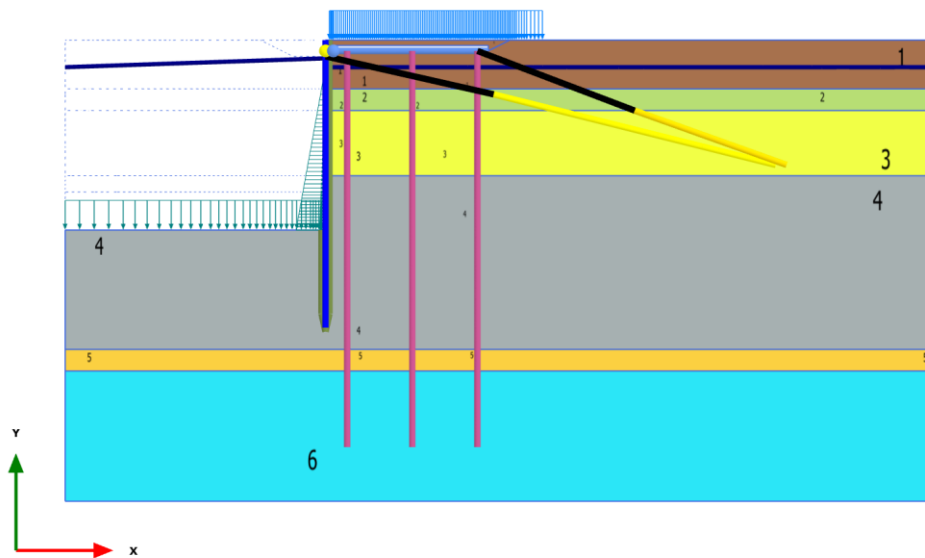
Materials plot

1.17 $q=48\text{kPa}+\text{west SLD}$ [Phase_16] (16/159)



Materials plot






1.18 SLD [Phase_17] (18/172)







Materials plot

2 Materials - Soil and interfaces

2.1 Mohr-Coulomb (1/2)





Identification		Riporto	Dep. Palude	Sabbie profonde	Alluvioni profonde	All. profonde rid.
Identification number		1	2	5	6	7
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	18,00	17,50	18,50	19,00	19,00
γ_{sat}	kN/m ³	18,00	17,50	18,50	19,00	19,00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
E	kN/m ²	15,00E3	3000	25,00E3	20,00E3	20,00E3
ν (nu)		0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
G	kN/m ²	6000	1200	10,00E3	8000	8000
E_{oed}	kN/m ²	18,00E3	3600	30,00E3	24,00E3	24,00E3
c_{ref}	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
ϕ (phi)	°	32,00	26,00	33,00	28,00	23,00
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
V_s	m/s	57,18	25,94	72,82	64,27	64,27
V_p	m/s	99,05	44,92	126,1	111,3	111,3
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
y_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
c_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
y_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9833	0,9833	0,9833	0,9833	0,9833
ν_u		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	588,0E3	117,6E3	980,0E3	784,0E3	784,0E3
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0,7000	0,7000	0,7000	0,7000	0,7000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,4701	0,5616	0,4554	0,5305	0,6093
$K_{0,z}$		0,4701	0,5616	0,4554	0,5305	0,6093
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
2 μ m - 50 μ m	%	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00
50 μ m - 2 mm	%	77,00	77,00	77,00	77,00	77,00
Use defaults		None	None	None	None	None
k_x	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
k_y	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$-\psi_{unsat}$	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
S_s	1/m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
c_k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

2.2 Mohr-Coulomb (2/2)

Identification		Dep. palude rid.	Riporto rid.	Sabbie prof. rid.	Riporto no-peso
Identification number		8	10	12	13
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
γ_{unsat}	kN/m ³	17,50	18,00	18,50	0,000
γ_{sat}	kN/m ³	17,50	18,00	18,50	0,000
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000




E	kN/m ²	3000	15,00E3	25,00E3	15,00E3
v (nu)		0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
G	kN/m ²	1200	6000	10,00E3	6000
E _{oed}	kN/m ²	3600	18,00E3	30,00E3	18,00E3
c _{ref}	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000
φ (phi)	°	21,30	26,56	27,50	32,00
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000
V _s	m/s	25,94	57,18	72,82	0,000
V _p	m/s	44,92	99,05	126,1	0,000
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes
E _{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000
y _{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000
c _{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000
y _{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9833	0,9833	0,9833	0,9833
v _u		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
K _{w,ref} / n	kN/m ²	117,6E3	588,0E3	980,0E3	588,0E3
Strength		Manual	Manual	Manual	Rigid
R _{inter}		0,7000	0,7000	0,7000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes
δ _{inter}		0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0,6367	0,5529	0,5383	0,4701
K _{0,z}		0,6367	0,5529	0,5383	0,4701
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10,00	10,00	10,00	10,00
2 μm - 50 μm	%	13,00	13,00	13,00	13,00
50 μm - 2 mm	%	77,00	77,00	77,00	77,00
Use defaults		None	None	None	None
k _x	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000
k _y	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000
-ψ _{unsat}	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e _{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
S _s	1/m	0,000	0,000	0,000	0,000
c _k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

2.3 Hardening soil



Identification		Sabbie	Limi argillosi	Limi argillosi rid.	Sabbie rid.
Identification number		3	4	9	11
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
γ _{unsat}	kN/m ³	18,00	18,00	18,00	18,00
γ _{sat}	kN/m ³	18,00	18,00	18,00	18,00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
e _{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e _{min}		0,000	0,000	0,000	0,000
e _{max}		999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000
E ₅₀ ^{ref}	kN/m ²	15,00E3	4000	4000	15,00E3
E _{oed} ^{ref}	kN/m ²	15,00E3	4000	4000	15,00E3
E _{ur} ^{ref}	kN/m ²	45,00E3	12,00E3	12,00E3	45,00E3
power (m)		0,5000	0,8000	0,8000	0,5000
Use alternatives		No	No	No	No
C _c		0,02300	0,08625	0,08625	0,02300
C _s		6,900E-3	0,02587	0,02587	6,900E-3
e _{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
c _{ref}	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000
φ (phi)	°	36,00	28,00	22,60	30,20
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes
v _{ur}		0,2000	0,2000	0,2000	0,2000
p _{ref}	kN/m ²	100,0	100,0	100,0	100,0
K ₀ ^{pc}		0,4122	0,5305	0,6157	0,4970
c _{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000
y _{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000
R _f		0,9000	0,9000	0,9000	0,9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000

Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9866	0,9866	0,9866	0,9866
v_u		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	1,844E6	491,7E3	491,7E3	1,844E6
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0,7000	0,7000	0,7000	0,7000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,4122	0,5305	0,6157	0,4970
$K_{0,z}$		0,4122	0,5305	0,6157	0,4970
OCR		1,000	1,000	1,000	1,000
POP	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10,00	10,00	10,00	10,00
2 μ m - 50 μ m	%	13,00	13,00	13,00	13,00
50 μ m - 2 mm	%	77,00	77,00	77,00	77,00
Use defaults		None	None	None	None
k_x	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000
k_y	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000
$-\psi_{unsat}$	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e_{int}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
S_s	1/m	0,000	0,000	0,000	0,000
c_k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12



2.4 Plates

Identification		HZ975D-AZ18	paliø1200/3,58m	solettone s=1m
Identification number		1	3	4
Comments				
Colour				
Material type		Elastic	Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes	Yes
End bearing		No	No	No
EA_1	kN/m	7,132E6	11,05E6	35,00E6
EA_2	kN/m	7,132E6	11,05E6	35,00E6
EI	kN m ² /m	899,3E3	994,0E3	2,905E6
d	m	1,230	1,039	0,9980
w	kN/m/m	0,000	0,000	25,00
ν (nu)		0,1500	0,2000	0,2000
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000
Identification number		1	3	4



2.5 Geogrids

Identification		7tr+Bulbo20cm/1,79m	Gewiø50+Bulbo40cm/3,58m
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
EA_1	kN/m	633,0E3	1,160E6
EA_2	kN/m	633,0E3	1,160E6
Identification number		1	2
Identification number		1	2

2.6 Anchors

Identification		7tr/1,79m	Gewiø50/3,58m
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
EA	kN	106,8E3	112,4E3
$L_{spacing}$	m	1,000	1,000
Identification number		1	2
Identification number		1	2
Identification number		1	2

2.7 Embedded beam row

Identification		paloo1000/3.58
Identification number		1
Comments		
Colour		
E	kN/m ²	35,00E6
γ	kN/m ³	25,00
Pile type		Predefined
Predefined pile type		Massive circular pile
Diameter	m	1,000
A	m ²	0,7854
I ₃	m ⁴	0,04909
I ₂	m ⁴	0,04909
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000
Axial skin resistance		Layer dependent
T _{max}	kN/m	1,000E12
F _{max}	kN	500,0
Identification number		1
Comments		
Colour		
Material type		Elastic
E	kN/m ²	35,00E6
γ	kN/m ³	25,00
Pile type		Predefined
Predefined pile type		Massive circular pile
Diameter	m	1,000
A	m ²	0,7854
I	m ⁴	0,04909
L _{spacing}	m	3,580
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000
Axial skin resistance		Layer dependent