

PALANCOLATA CANALE SUD – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

doc. n. 2107-R01

file: 2107R01_palancolata_canale_sud_RevC.docx

0	16-Aug-2021	51	Issued for delivery	M. Rattin	N. Ferrari	N. Ferrari
Rev.	Date	Pages	Issue Type	Issued	Checked	Approved

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

REVISION RECORD SHEET		
Rev.	Description	Page No.
0	Issued for delivery	All

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

TABLE OF CONTENTS

1	SOMMARIO	4
1.1	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	5
1.2	SEZIONE DA PIANO REGOLATORE VIGENTE	8
1.3	IPOTESI DI INTERVENTO.....	9
2	RIFERIMENTI.....	11
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	11
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	11
3	MATERIALI DI PROGETTO	12
3.1	ACCIAIO.....	12
3.1.1	<i>PALANCOLE IN ACCIAIO.....</i>	<i>12</i>
3.1.2	<i>ACCIAIO PER CARPENTERIA S355.....</i>	<i>12</i>
3.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE (NON STRUTTURALE).....	12
3.3	CALCESTRUZZO PER PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE.....	12
3.4	ACCIAIO IN BARRE, RETI E TRALICCI ELETTRISALDATI AD ADERENZA MIGLIORATA PER CEMENTO ARMATO CONTROLLATO IN STABILIMENTO SALDABILE TIPO B450C.....	13
4	METODO DI ANALISI E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	14
4.1	STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	14
4.2	STATI LIMITE ULTIMI	14
4.3	COMBINAZIONI DI CARICO NEL METODO AGLI STATI LIMITE.....	15
4.4	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA.....	17
4.5	ANALISI AD ELEMENTI FINITI	18
5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	19
6	RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	27
6.1	BARRE MACALLOY M76 DI COLLEGAMENTO TRA BANCHINA E CAVALLETTO SU PALI.....	27
6.2	TIRANTI	28
6.3	TRAVE DI RIPARTIZIONE SU PALI.....	30
6.3.1	<i>PALI TRIVELLATI Ø1200 MM L=18 M</i>	<i>30</i>
6.3.2	<i>CORDOLO DI SOMMITÀ.....</i>	<i>32</i>
6.3.3	<i>CAPACITÀ PORTANTE COMBINATA.....</i>	<i>32</i>
6.4	CORDOLO BANCHINA.....	33
6.5	TRAVE DI RIPARTIZIONE SU PALI	35
7	CONFIGURAZIONE SCAVO Q=-9 M SLMM, CARICO BANCHINA 3 TON/M².....	37
8	CONFIGURAZIONE SCAVO Q=-12 M SLMM, CARICO BANCHINA 5 TON/M².....	41
8.1	CONFRONTO DEI RISULTATI CON I CALCOLI DEL PROGETTO ESECUTIVO	44
9	BITTE	45
10	VERIFICHE STRUTTURALI	48

1 Sommario

La presente relazione tratta le verifiche strutturali della palancolata a completamento degli “Interventi per la sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera / Sponda Sud e darsena terminale / Lotto 6 (Sponda ex Abibes)”.

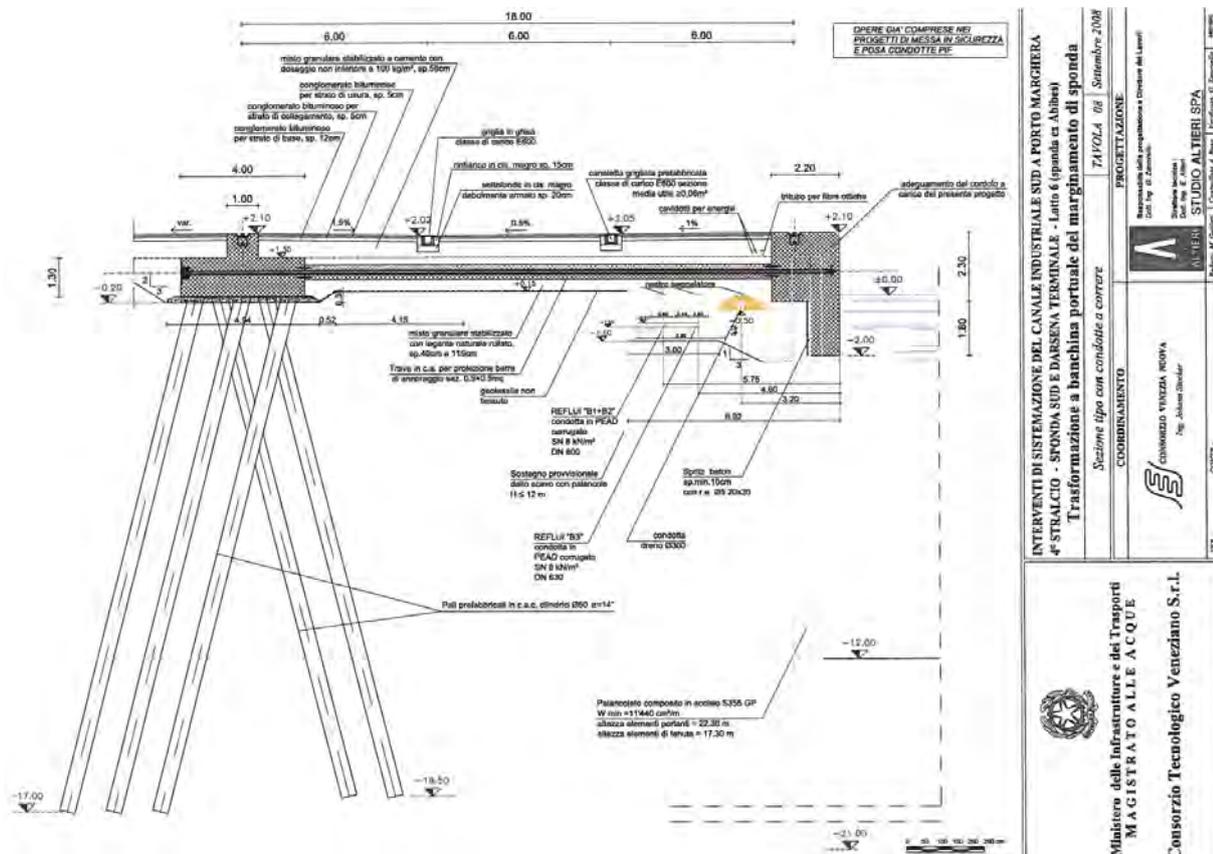
In particolare, rispetto al progetto esecutivo (rif. [n]), realizzato nel 2006 (che prevedeva come opzione l’installazione di una gru a ponte), è stato dimensionato il sistema di tiranti necessario a garantire la sicurezza dell’opera in presenza di scavo canale a quota $q=-9.00$ m SLMM, un sovraccarico su piazzale pari a 3 ton/m^2 (30 kN/m^2), e bitte da 80 ton.

Vengono inoltre dimensionate tutte le predisposizioni necessarie ad incrementare lo scavo fino ad una quota $q=-12.00$ m SLMM, un sovraccarico su piazzale pari a 5 ton/m^2 (50 kN/m^2), e bitte da 100 ton.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

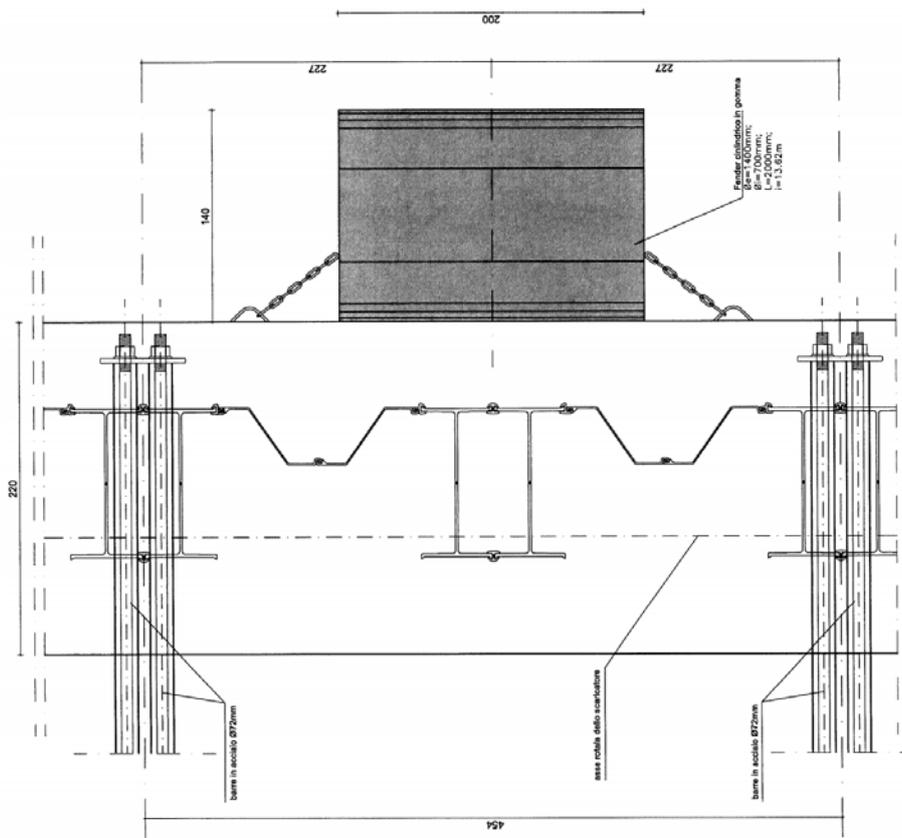
1.1 Descrizione delle strutture

La banchina demaniale è complessivamente lunga 295 m. È stata costruita con la predisposizione per l'installazione di un carroponete con binario in sommità del cordolo perimetrale e tiranti orizzontali collegati alle fondazioni del binario lato terra costituite da cavalletto di pali inclinati.

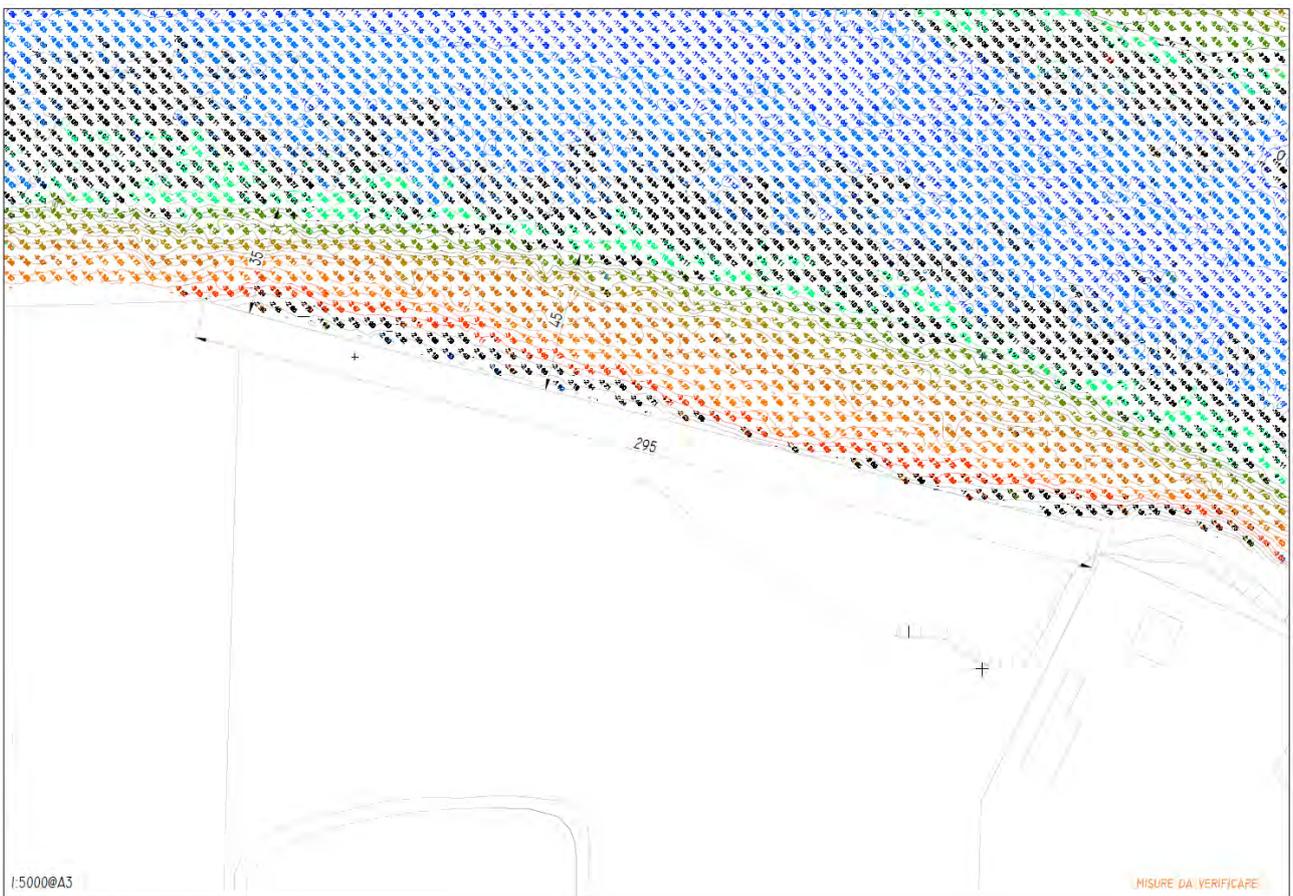


La predisposizione dei tiranti orizzontali senza la costruzione del carroponete richiede modifiche strutturali che consentano di utilizzare tiranti profondi inclinati senza dover costruire una trave di contrasto su pali inclinati vista l'elevato carico orizzontale (circa 60 t/m allo SLU nel caso di scavo a quota $q = -12.00$ m SLMM e sovraccarico banchina 5 ton/m²) da contrastare per garantire la stabilità della banchina a diaframma con parete combinata (palancole e travi a doppio T) dove il carico dimensionante è lo sforzo sismico.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0



INTERVENTI DI SISTEMAZIONE DEL CANALE INDUSTRIALE SUD A PORTO MARGHERA 4° STRALCIO - SPONDA SUD E BARSENA TERMINALE - Lotto 6 (sponda ex Abbato) Trasformazione a banchina portuale del marginamento di sponda Trave di ripartizione lato canale, carpenteria - pianta su paraboloidi 71/FOLA 22 Settembre 2008	
COORDINAMENTO	
 CONSORZIO VENEZIA NUOVA Ing. Adriano Biondo	
PROGETTAZIONE Direzione Generale Dott. Ing. F. Astar STUDIO ALTIERI SPA Ing. Altiero Altieri Ing. G. Zamboni	
TEL.	
 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti MAGISTRATO ALLE ACQUE Consorzio Tecnologico Veneziano S.r.l.	



1:5000@A3

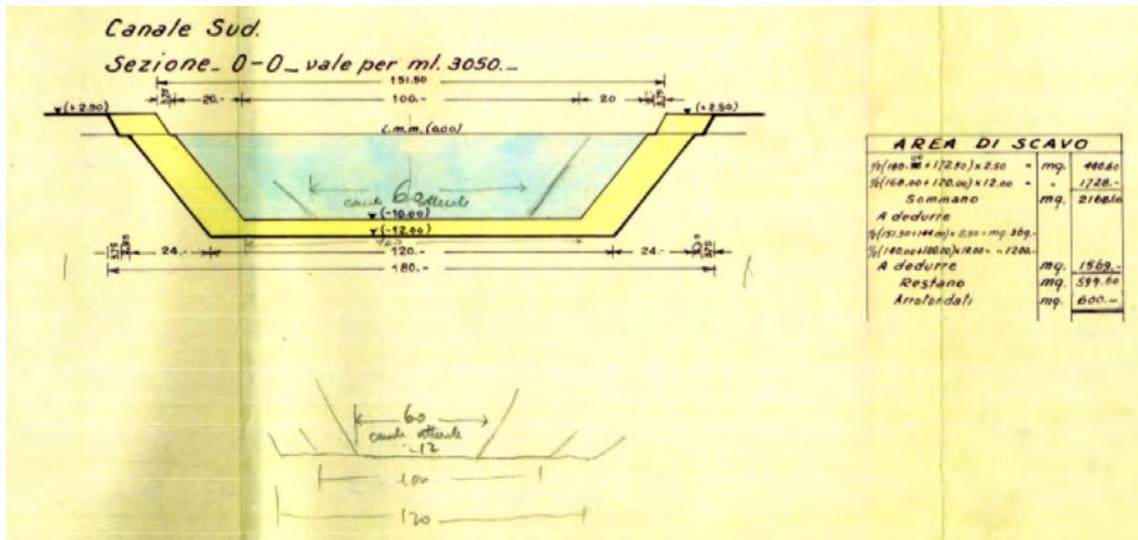
MISURE DA VERIFICARE

PLAN 2000 (2), 22/04/2001, 08:24:07, 100 PAUL, 61889 A3 (A220.00 x 297.00 1/1), DT

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

1.2 Sezione da piano regolatore vigente

Il piano regolatore vigente ha una sezione trapezia con scarpate 2/1.



La banchina è stata costruita con palancole di lunghezza sufficiente per garantire profondità di dragaggio massime a q=-12.00 m SLMM a filo diaframma e tirantatura adeguata.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

1.3 Ipotesi di intervento

L'Autorità di Sistema Portuale ha intenzione di procedere con l'infrastrutturazione della banchina (attualmente ha sole funzioni di marginamento ambientale) per sviluppare nuove possibilità di accosto portuale e consentire la creazione di nuove linee commerciali.

I costi relativi al completamento dell'opera con le funzionalità previste, fondale a $q=-12.00$ m SLMM con sovraccarico nel piazzale di 5 ton/m^2 e bitte da 100 ton sono molto elevati.

Il nuovo traffico di navi cementiere auto scaricanti ha necessità di infrastrutturazione con caratteristiche ridotte rispetto a quanto sarebbe possibile realizzare in base al progetto parzialmente completato e precisamente fondale a $q=-9.00$ m SLMM con sovraccarico nel piazzale di 3 ton/m^2 e bitte da 80 ton.

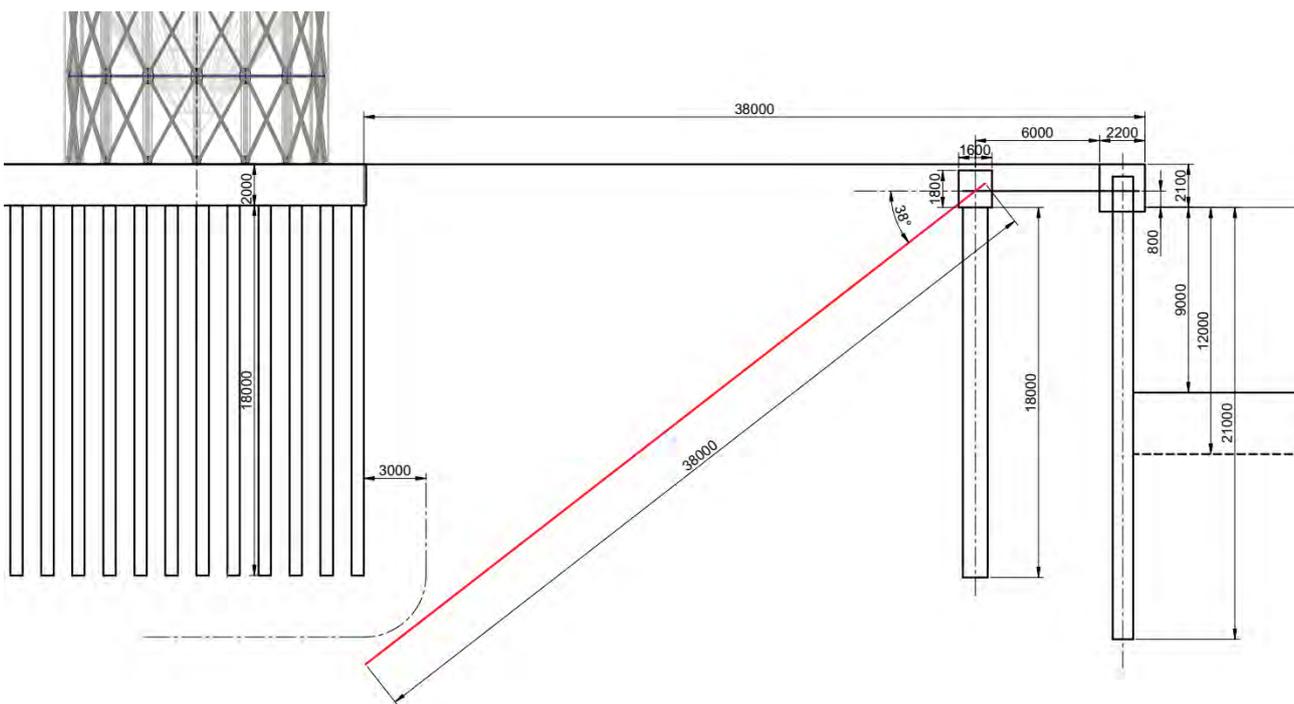


Figura 1. Prospetto intervento di progetto.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

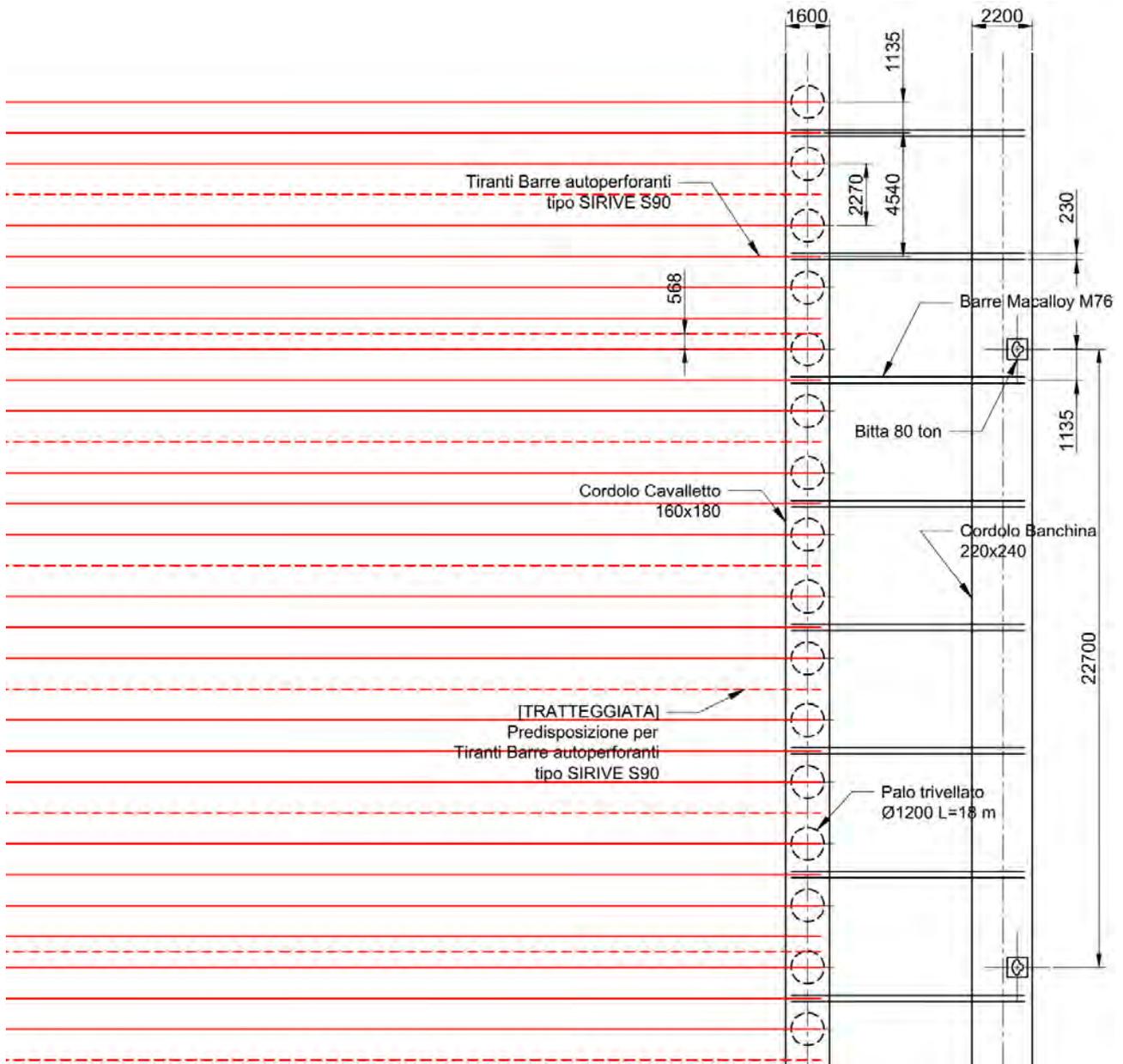


Figura 2. Pianta intervento di progetto.

2 Riferimenti

2.1 Normativa di riferimento

Il presente documento è redatto in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- [a] Legge 5 novembre 1971 n. 1086. *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*
- [b] DECRETO MINISTERIALE 11 marzo 1988. *Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali 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*
- [c] DECRETO MINISTERIALE 17 gennaio 2018. *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*
- [d] CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n.7. *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*
- [e] UNI 11104:2016. *Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità: istruzioni complementari per l'applicazione della EN206-1*
- [f] Regolamento Europeo 305/2011 *Construction Product Regulation*
- [g] UNI EN 1090-1. *Execution of steel structures and aluminium structures Part 1: Requirements for conformity assessment of structural components*
- [h] UNI EN 1090-2. *Execution of steel structures and aluminium structures Part 2: Technical requirements for steel structures*

Sono stati inoltre presi come riferimento i seguenti codici internazionali:

- [i] EUROCODICE 1. *Azioni sulle strutture*
- [j] EUROCODICE 2. *Progettazione delle strutture in calcestruzzo*
- [k] EUROCODICE 3. *Progettazione delle strutture in acciaio*
- [l] EUROCODICE 7. *Progettazione geotecnica*
- [m] EUROCODICE 8. *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*

2.2 Documenti di riferimento

- [n] Studio Altieri. *Interventi per la sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera / 4° stralcio – Sponda Sud e darsena terminale / Lotto 6 (Sponda ex Abibes) / Progetto esecutivo – Completamento della fase di messa in sicurezza / PROGETTO ESECUTIVO / CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE. Maggio 2006*

3 Materiali di progetto

3.1 Acciaio

Secondo la normativa UNI EN 1993-1-1:2005, le costanti del materiale adottate nei calcoli per l'acciaio strutturale sono assunte come segue:

Modulo di elasticità	$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 81'000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficiente di dilatazione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$7'850 \text{ kg/m}^3$

3.1.1 Palancole in acciaio

Le palancole metalliche impiegate hanno le seguenti caratteristiche (rif. [n], cap. 4.1, in cui si tiene conto della riduzione di spessore per corrosione, nell'ipotesi di vita utile 100 anni)

Momento flettente resistente:	$M_{Rd} = 3'110 \text{ kNm/m}$
Azione tagliante resistente:	$V_{Rd} = 1'976 \text{ kN/m}$

3.1.2 Acciaio per carpenteria S355

Caratteristiche minime dell'acciaio S355 utilizzato per la carpenteria, sono le seguenti:

Resistenza convenzionale al limite elastico	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

3.2 Calcestruzzo per magrone (non strutturale)

Classe di resistenza:	C 12/15
Cemento tipo:	CEM II/B-L 32.5

3.3 Calcestruzzo per plinti e cordoli di fondazione

Classe di resistenza:	C 35/45
Modulo elastico	$E_{CA} = 34.6 \text{ GPa}$
Classe di esposizione ambientale:	XS2

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Rapporto massimo acqua/cemento:	0.45
Contenuto minimo di cemento:	360 kg/m ³
È previsto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156.	
Classe di consistenza (slump test):	S5
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30\sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.35 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$
Ricoprimento minimo	55 mm

UNI 11104:2016		Classi di esposizione																	
		Corrosione delle armature indotte dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotte da cloruri						Attacchi da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti										
Nessun rischio di corrosione dell'armatura		XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto a/c	-	0,60				0,50	0,45			0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45				
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300				320	340	340	360	320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)												b)	4,0 a)						
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare a secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della all'acqua di mare adeguata resistenza al UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati. c)			

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390 -9, UNI CEN/TS 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con b) Dupper >20mm, per Dupper inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per Dupper tra 12 mm e 16 mm). Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.
c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescritta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.
d) Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

3.4 Acciaio in barre, reti e tralicci elettrosaldati ad aderenza migliorata per cemento armato controllato in stabilimento saldabile tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A5 \geq 7.5\%$
Rapporti di duttilità:	$f_y/f_{yk} \leq 1.25$
Analisi chimica di colata in accordo con § 11.3.2.6. del D.M. 17.01.2018 per acciaio saldabile.	

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

4 Metodo di analisi e calcolo delle sollecitazioni

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata eseguita ricercando le disposizioni di carico più gravose ed in accordo alle combinazioni definite per il metodo di analisi agli stati limite.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite con particolare riguardo agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Le verifiche condotte sono:

- Verifica a rottura (Stato limite ultimo)
- Verifiche in esercizio (Stati limite di esercizio):
 - controllo delle tensioni in esercizio;
 - verifica di fessurazione.

4.1 Stati limite di esercizio

Ai fini delle verifiche degli spostamenti ammissibili si considera la condizione di stato limite d'esercizio rara.

4.2 Stati limite ultimi

La combinazione generica agli SLU è la seguente:

$$E_d = \sum \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \psi_0 Q_k$$

In cui, secondo quanto stabilito nell'Eurocodice EN 1990:2002 + A1:2005 Table A.1.2 (B) e Table A1.1:

Fattore dei carichi permanenti strutturali: il più sfavorevole nel range $\gamma_{G1} = 1.0 \div 1.3$

Fattore dei carichi permanenti non strutturali: il più sfavorevole nel range $\gamma_{G2} = 0.0 \div 1.5$

Fattore dei carichi variabili: il più sfavorevole nel range $\gamma_Q = 0.0 \div 1.5$

Fattore di contemporaneità dei carichi variabili: $\psi_0 = 0.7$

Sono inoltre definiti

G_k = Pesi propri strutturali (1) e non strutturali (2)

$Q_{k,1}$ = Azione variabile principale

Fattori di sicurezza parziale per le membrature

Resistenza delle sezioni $\gamma_{M0} = 1.05$

Resistenza all'instabilità delle membrature $\gamma_{M1} = 1.10$

Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) $\gamma_{M2} = 1.25$

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

A questo si completa con quanto previsto in EN 1993-1-8 Table 2.1 (integrato dall'appendice nazionale Italiana): Fattori di sicurezza parziale per i giunti

Resistenza delle connessioni bullonate $\gamma_{M2} = 1.25$

Resistenza delle connessioni a perno $\gamma_{MP} = 1.25$

Resistenza delle connessioni saldate $\gamma_{MW} = 1.25$

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Cemento armato

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

Le verifiche geotecniche sono state effettuate con i metodi dell'ingegneria geotecnica.

4.3 Combinazioni di carico nel metodo agli stati limite

Il calcolo è stato condotto in relazione alle combinazioni di carico più gravose che vengono ad interessare le opere analizzate.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

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

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Per le verifiche sono stati impiegati programmi di calcolo automatico. Le combinazioni di carico considerate sono indicate nelle seguenti tabelle.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seis_m_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_Wa)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_Wat)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	0.8	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	0.8	0	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

4.4 Spinta in presenza di sisma

Si considerano i seguenti parametri sismici (assumendo conservativamente il suolo appartenente alla categoria “C”):

- Coefficiente accelerazione base $a_g / g = 0.075$
- Fattore importanza $I = 1.00$
- Coefficiente $S_S = 1.50$
- Coefficiente $S_T = 1.00$
- Coefficiente accelerazione massima $a_{max}/g = 0.1125$

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Nella base di calcolo del progetto esecutivo approvato (rif. [n]) si era assunto $a_{\max}/g = 0.05 \cdot 1.25 = 0.063$, ovvero circa la metà dell'azione sismica prevista nel calcolo presentato in questa relazione.

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a $1/2$ dell'altezza della parete stessa (diagramma rettangolare).

4.5 Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 20 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_f , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 20 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

5 Caratteristiche del terreno di fondazione

I dati impiegati sono quelli desunti dalla relazione geotecnica del progetto esecutivo, in particolare il profilo stratigrafico di riferimento è quello denominato “TIPO E” di progetto Altieri (basata su 5 profili CPTU 35, 37, 40, 43, 46). Quota falda corrisponde al medio mare (a favore di sicurezza si assumerà quota falda al livello banchina +2.10 m SLMM).

6 STRATIGRAFIE DI PROGETTO

I dati disponibili mostrano che, sul tratto di interesse “Abibes”, sia possibile pervenire alla definizione di un’unica successione stratigrafica ragionevolmente rappresentativa per tutto lo sviluppo dell’area.

La stratigrafia di progetto individuata per tale area è designata con la lettera E (vedasi “Relazione Geotecnica” generale R.1258.20.02).

I parametri geotecnici associati a ciascun livello sono da considerarsi cautelativi in quanto determinati in funzione delle condizioni maggiormente sfavorevoli riscontrate in sito.

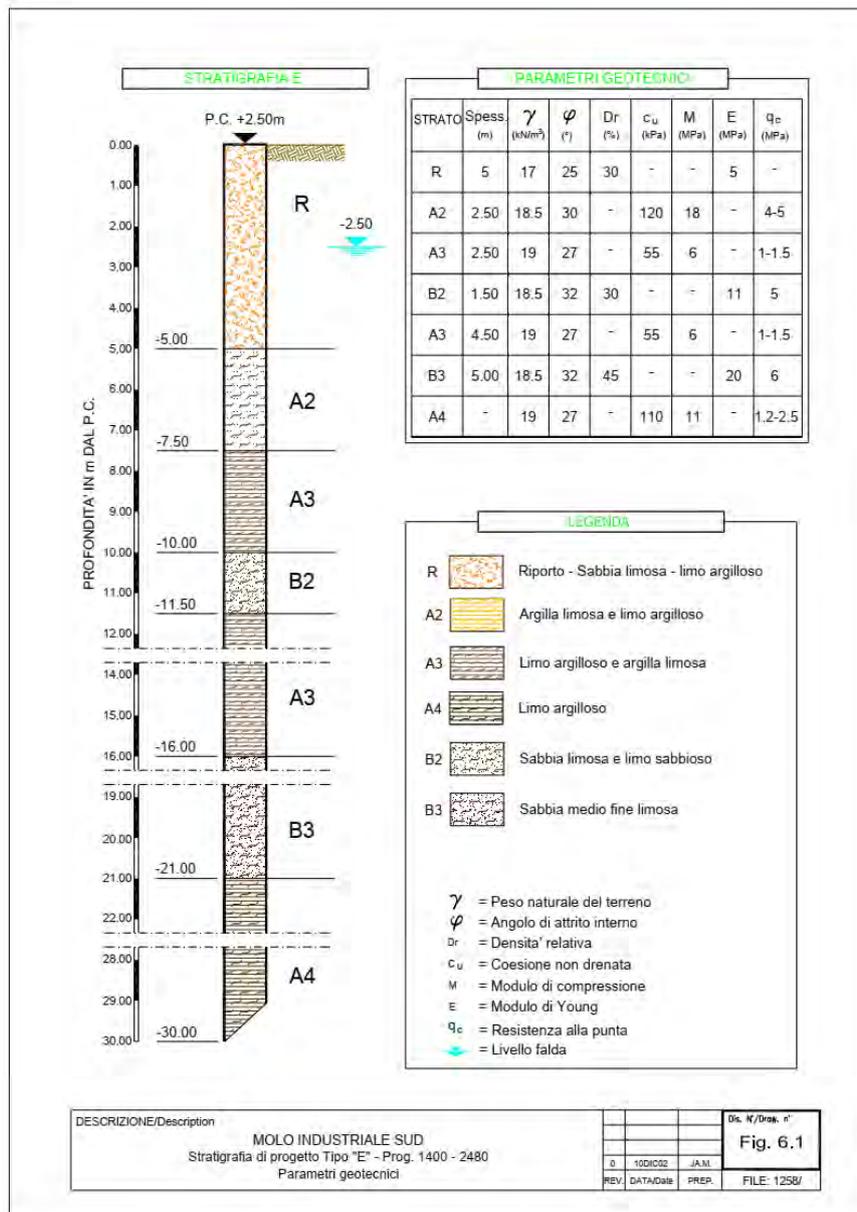
In tabella 6.I vengono illustrate le informazioni generali per la stratigrafia di progetto individuata.

Per una più completa visione della sezione tipo, dei parametri geotecnici assegnati e dell’individuazione in planimetria del tratto “Abibes”, si rimanda alle figure 6.1 e 6.2.

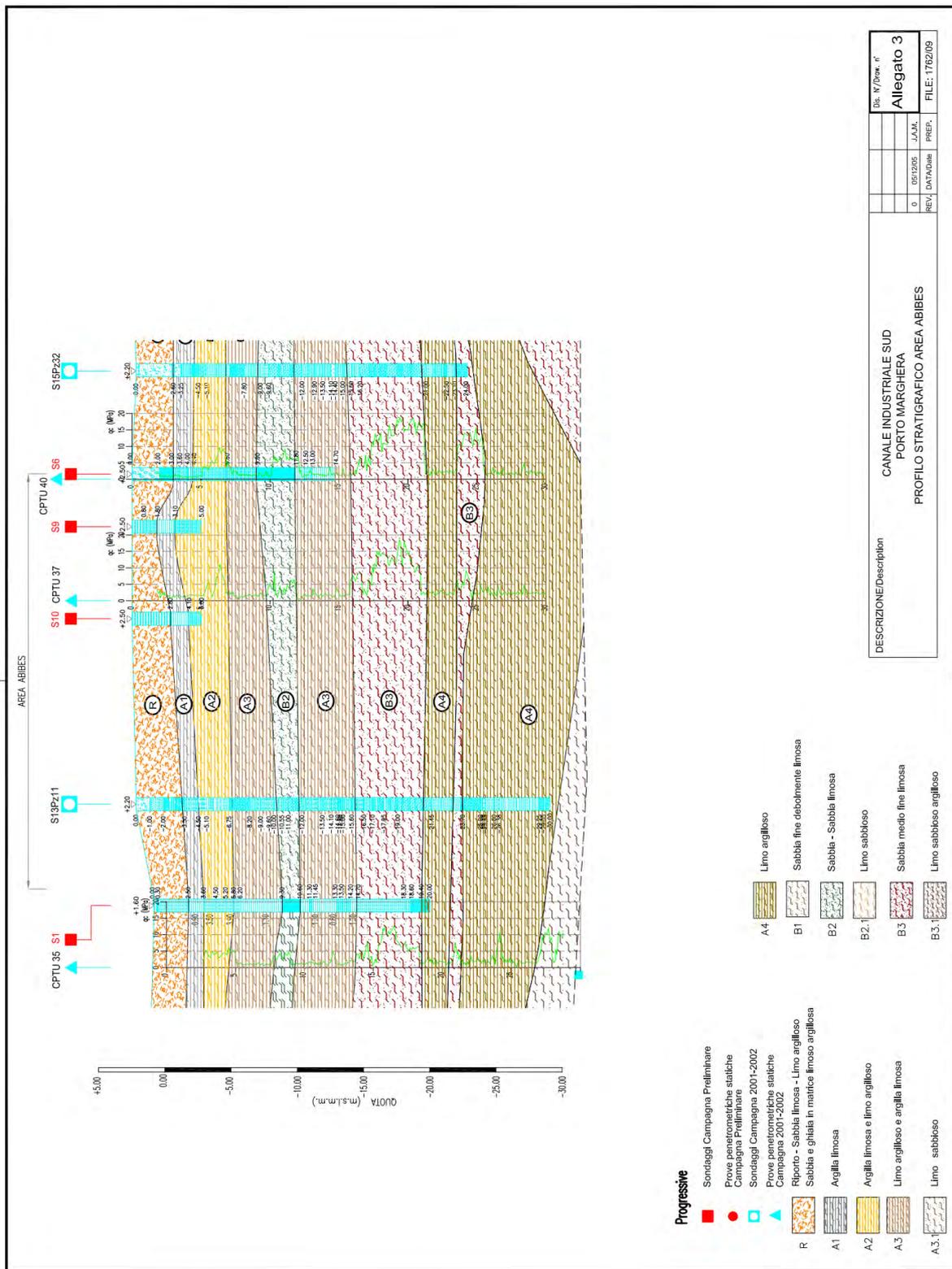
STRATIGRAFIA DI PROGETTO TIPO E		
Progressive: 1400 ÷ 2480		
LIVELLO PIEZOMETRICO:		- 2.50 m da p. c.
PROVE DI RIFERIMENTO:		prove CPTU : 35, 37, 40, 43, 46
Sondaggi: S1-S6-S9-S10, S13Pz11, S15Pz32, S17, S18Pz14, S19Pz15		
LIVELLO	Spessore medio (m)	DESCRIZIONE
R	5.00	riporto – limo, sabbia limosa, limo argilloso, sabbia e ghiaia in matrice limoso-argillosa
A2	2.50	da argilla limosa a limo argilloso molto compatto
A3	2.50	da limo argilloso ad argilla limosa
B2	1.50	da sabbia limosa a limo sabbioso
A3	4.50	da limo argilloso ad argilla limosa
B3	5.00	da sabbia fine limosa a limo con sabbia
A4	9.00	limo argilloso con intercalazioni di argilla limosa

Tab. 6.I

doc. n. 2107-R01 Rev. 0



doc. n. 2107-R01 Rev. 0



STUDIO CARASSINO S.R.L. - File: 1258-T2-A3.DWG - Ore: 15x42 - Data: 05 febbraio 2003

I coefficienti di spinta attiva (K_a) e passiva (K_p) sono calcolati coerentemente con la teoria di Caquot e Kerisel (1948) per quanto riguarda le caratteristiche statiche, mentre per i coefficienti di spinta in presenza di sisma si fa riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

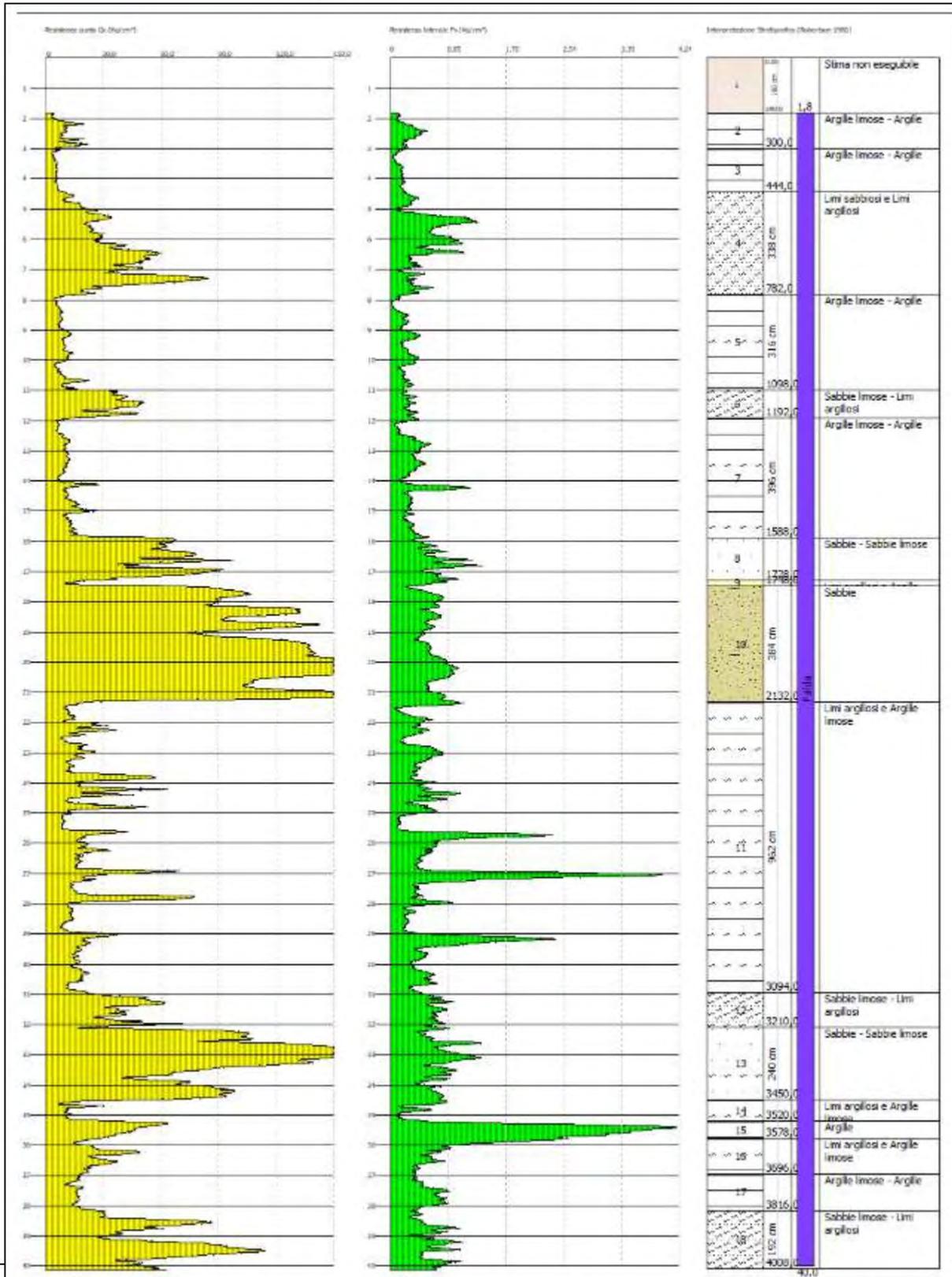
Sono state eseguite delle recenti indagini che sostanzialmente confermano la stratigrafia usata ed approvata in questo progetto.

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	γ_{ds} g/cmc	α
1	0.0-2.0/2.5	Riporti antropici	/	/	/	/	
2	2.0-5.0	Alternanze di livelli di limo argilloso, limo argillosi sabbiosi e argille, argille limose	4-8	0.25-0.4	/	1.70	2-5
3	5.0-7.0	Da limo argilloso sabbioso a sabbia, sabbia limosa	50-80	/	30-31	1.98	/
4	7.0-11.0	Alternanze di livelli di limo argilloso, limo argillosi sabbiosi e argille, argille limose	4-12	0.25-0.5	/	1.70	2-5
5	11.0-12.0	Sabbia, sabbia limosa	40-60	/	29-31	1.95	/
6	12.0-17.0/19.0	Alternanze di livelli di limo argilloso, limo argillosi sabbiosi e argille, argille limose	6-15	0.3-0.55	/	1.75	2-5
7	17.0/19.0-21.5	Sabbia, sabbia limosa	80-150	/	31-33	2.02	/
8	21.5-40.0	Fitta alternanza di livelli di limo argilloso, limo argillosi sabbiosi e argille, argille limose. Presenza di livelli sabbiosi decimetrici e di un banco di sabbia discontinuo tra tra 32.5 e 34.0 m da p.c.	10-20	0.45-1.0	/	1.80	3-6

(1) L'interpretazione litologica si basa sui dati delle prove penetrometriche ed ha valore indicativo delle litologie presenti

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

	GEOLOGIA TECNICA sas di Vorlicek P.A. & C	Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2015 da: Kiwa Cermet Italia S.p.A.
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA		



doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Ulteriori indagini svolte da Geoservizi SRL confermano sostanzialmente i dati di progetto.

MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Committente : SERVIZI TECNICI S.R.L.
 Cantiere : FUSINA, MARGHERA (VE)

Penetrometria di riferimento: CPTU 1
 Data : 14/05/2021

Quota zero : P.C.
 Profondità falda: 1.9 m

QUOTE DELLO STRATO (m)		SPESSORE (cm)	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA	Qc media MPa	Fs media kPa	E' MPa	Phi (gradi)	Cu kPa
0,00	-1,80	180	PREFORO					
-1,80	-4,50	270	ARGILLA LIMOSA MOLLE	0,30	7	1,12	0	15,24
-4,50	-7,20	270	LIMO ARGILLOSO CONSISTENTE	4,10	94	8,92	0	205,00
-7,20	-10,20	300	ARGILLA MOLLE	0,71	20	2,63	0	35,42
-10,20	-11,50	130	SABBIA LIMOSA DA SCIOLTA A COMPATTA	4,64	41	9,35	35	0,00
-11,50	-13,60	210	ARGILLA MOLLE	0,71	30	2,58	0	35,66
-13,60	-17,60	400	ARGILLA LIMOSA MED. CONS. CON INTERC. SABBIOSE	1,61	40	4,55	0	80,43
-17,60	-20,50	290	SABBIA COMPATTA	11,12	90	17,78	39	0,00
-20,50	-29,60	910	LIMO ARGILLOSO CONSISTENTE CON INTERCALAZIONI SABBIOSE	1,89	53	6,04	0	94,39
-29,60	-32,20	260	SABBIA LIMOSA COMPATTA	5,90	77	11,80	36	0,00
-32,20	-33,60	140	ARGILLA LIMOSA MOLTO CONSISTENTE	2,91	164	7,14	0	145,68
-33,60	-34,20	60	SABBIA LIMOSA COMPATTA	7,02	55	14,04	36	0,00
-34,20	-35,00	80	LIMO ARGILLOSO MOLTO CONSISTENTE	2,17	56	6,87	0	108,35

Simbologia:

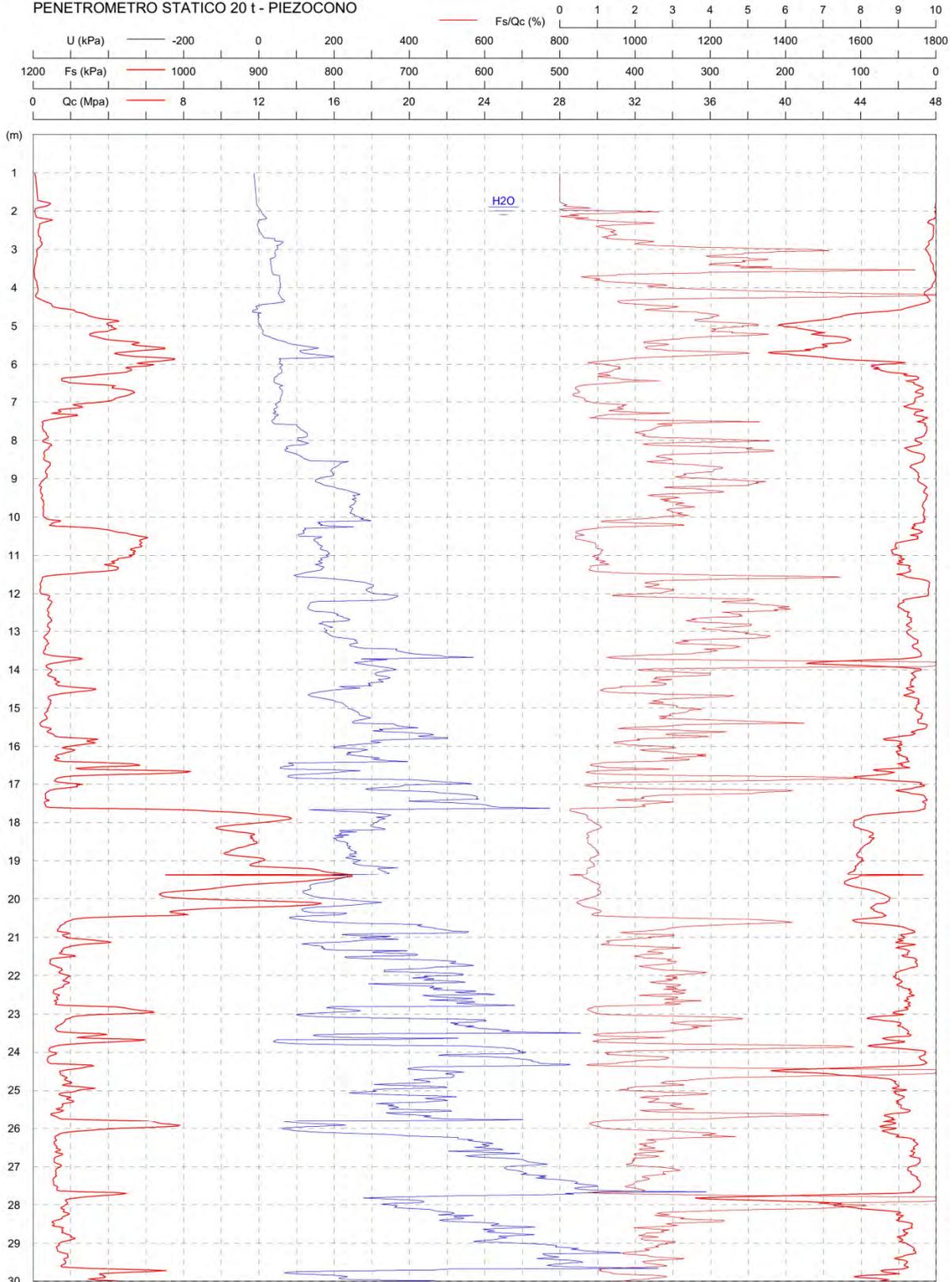
- Qc: Resistenza alla punta (MPa)
- Fs : Attrito laterale locale (kPa)
- E' : Modulo Edometrico (MPa)
- Phi : Angolo d'attrito interno
- Cu : Coesione non drenata (kPa)

doc. n. 2107-R01 Rev. 0



COMMITTENTE:	SERVIZI TECNICI S.R.L.
CANTIERE:	FUSINA, MARGHERA (VE)
PENETROMETRIA:	CPTU 1
DATA:	14/05/2021 QUOTA: P.C.

PENETROMETRO STATICO 20 t - PIEZOCONO



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
	SIG. L. BERTO	DOTT. GEOL. F. DONINI 18/05/2021	DOTT. GEOL. M. PETTA 18/05/2021

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

6 Resistenza degli elementi strutturali

6.1 Barre Macalloy M76 di collegamento tra banchina e cavalletto su pali

Macalloy 17MHS

Thread type	Nominal bar dia (mm)	Nominal bar area (mm ²)	Nominal weight per metre (kg/m)	Thread pitch (mm)	Ultimate tensile load (kN)	Yield load (kN)	Permanent working load 0.5 Py (kN)	Temporary working load 0.625 Py (kN)
M42	39	1195	9.4	4.5	665	501	251	313
M48	45	1590	12.5	5	875	660	330	412
M56	52	2124	16.7	5.5	1209	912	456	570
M64	60	2827	22.2	6	1596	1204	602	752
M76	72	4072	32.0	6	2329	1756	878	1098
M85	82	5281	41.5	6	2969	2239	1120	1399
M90	87	5945	46.7	6	3358	2533	1267	1583
M100	97	7390	58.0	6	4206	3172	1586	1982
M105	102	8171	64.1	6	4667	3519	1759	2199

La capacità resistente a trazione della coppia di barre Macalloy M76 è pari a $2 * 1756 \text{ kN} / 1.05 = 2 * 1673 \text{ kN} = 3346 \text{ kN}$.

1. Resistenza a trazione

Area della sezione lorda	A_g	4072 [mm ²]
Area della sezione netta (tolgo i fori)	A_{net}	4072 [mm ²]
Resistenza a snervamento generalizzato	$N_{o,Rd} = A_g f_y / \gamma_{M0}$	1673 [kN]
Resistenza a rottura	$N_{u,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$	1863 [kN]
Resistenza di progetto a trazione	$N_{t,Rd}$	1673 [kN]

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

6.2 Tiranti

Si impiegano tiranti a barre tipo SIRIVE S90 inclinati di 38° rispetto al piano orizzontale, lunghezza totale 38 m, il diametro della testa di perforazione è 210 mm. L'installazione avverrà con perforazione (ed iniezione per tutta lunghezza) e successiva ripresa della foratura (con relativa iniezione), in modo da ottenere un fattore minimo diametro reso/diametro foratura $\alpha=1.4$. La barra è passiva pertanto la pre-tesatura è trascurabile. La capacità di ciascuna barra è 917 kN.

Caratteristiche barra

	<i>SIRIVE S90</i>
\varnothing_{ext}	90.0 mm
\varnothing_{int}	70.0 mm
Area resistente	2470 mm ²
Peso	19.4 kg/m
Diametro perforazione	210 mm
α	1.40
Lunghezza libera	10.00 m
Lunghezza bulbo	28.00 m
Lunghezza calcolo k	24.00 m
Interasse ancoraggi	1.51 m
Inclinazione ancoraggi	38.0 °
Forza lim. snervamento	1136 kN
f_{yk}	460 MPa
γ_s	1.15

Resistenze caratteristiche

Acciaio armatura

N_{Rd} 988 kN/tirante

Sfilamento bulbo ancoraggio

τ_{ad} 72 kPa

ξ_{a3} 1.70

R_{ak} 1101 kN/tirante

γ_{Ra} 1.20

R_{ad} 917 kN/tirante

È rispettata la gerarchia delle resistenze: la rottura avviene per sfilamento del bulbo ($R_{ad} < N_{Rd}$).

La geometria dei tiranti è tale da non interferire con le rimanenti opere (in particolare con le fondazioni dei silos). L'angolo d'inclinazione è stato scelto ottimizzando il massimo tiro orizzontale, in funzione della stratigrafia di progetto (si rimanda a Figura 3 per una rappresentazione della resistenza in funzione dell'angolo del tirante).

La porzione di ammarro viene dimensionata utilizzando le seguenti semplici relazioni desunte da modelli teorici e confermati dalla prassi operativa:

$$\tau = K \times \sigma'_v \cdot \tan(\phi') + c'$$

ove τ rappresenta il taglio medio disponibile in corrispondenza di una pressione efficace valutata alla profondità corrispondente alla mezzeria del bulbo e K è il coefficiente di spinta orizzontale del terreno sul tratto di fondazione: tale parametro tiene conto dell'incremento di resistenza all'interfaccia terreno-bulbo di fondazione; per terreni mediamente addensati e poco coesivi può essere cautelativamente fissato a 1.0.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Il tiro massimo calcolato come sommatoria degli sforzi tangenziali dati dai diversi strati moltiplicati per le rispettive aree di interfaccia bulbo-terreno. Si tiene inoltre conto dei coefficienti di riduzione previsti dal regolamento.

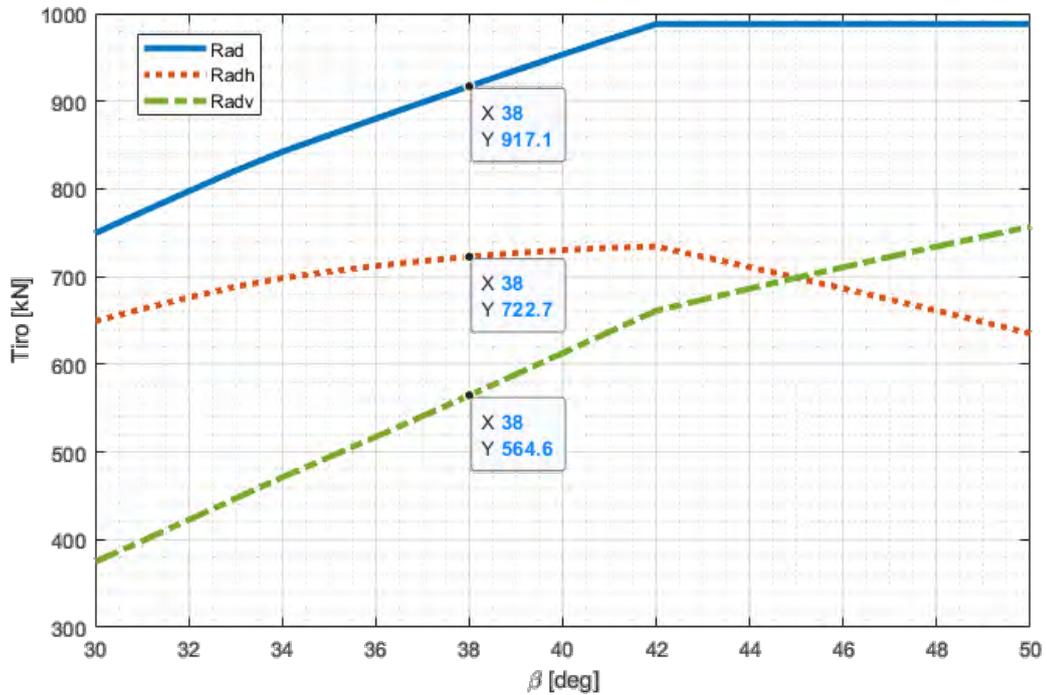


Figura 3. Capacità resistente totale tirante (ovvero involuppo della capacità resistente per rottura dei trefoli e geotecnica) in funzione dell'inclinazione tirante rispetto all'orizzontale (le linee rappresentano, rispettivamente, il tiro resistente di progetto, la relativa componente orizzontale e quella verticale).

Relativamente all'inclinazione 38°, la capacità resistente a sfilamento del bulbo viene calcolata strato per strato (da cui risulta un valor medio dell'attrito $\tau = 72$ kPa).

z0 [m]	z1 [m]	gt [kN/m3]	phi [°]	cp [kPa]	svm [kPa]	tau [kPa]	Lbs [m]	R [kN]
0	5	17	25	0	-	-	0	0
5	7.5	18.5	30	12	51	41	2.18	83
7.5	10	19	27	5.5	68	40	4.06	150
10	11.5	18.5	32	0	85	53	2.44	120
11.5	16	19	27	5.5	112	62	7.31	422
16	21	18.5	32	0	153	96	8.12	718
21	30	19	27	11	185	105	3.89	379

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

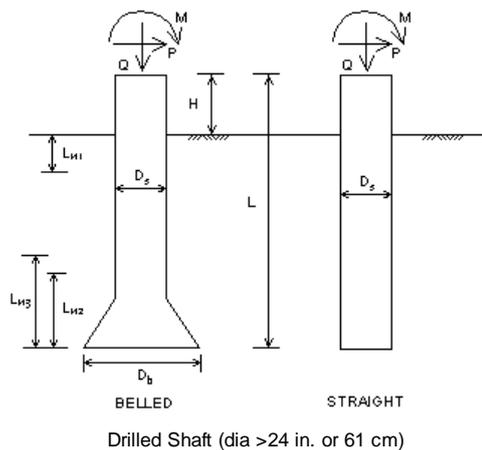
6.3 Trave di ripartizione su pali

6.3.1 Pali trivellati Ø1200 mm L=18 m

La capacità resistente a compressione, allo SLU, vale:

$$N_{Rd} = 1716 \text{ kN} - 1.3 \cdot 18 \text{ m} \cdot 26.7 \text{ kN/m} \cdot 1.5 / 2.5 = 1340 \text{ kN}.$$

Descrizione progetto:		Pali Canale sud Palo TRIVELLATO diam 1200 mm - 5 profili d'indagine							
Caratteristiche palo		Caratteristiche stratigrafiche							
Tipologia palo	trivellato	Profondità (m)	Strato	γ_{tot}	ϕ	K_s	α	c_u	c'
Diametro	1.20 m	Da	No.	kN/m^3	deg.			kPa	kPa
Sovraccarico al piano d'imposta	11.2 kPa	a							
Profondità falda rispetto al p.i.	0.0 m								
Parametri di calcolo									
Coeff. correlaz. res. caratt. ξ_3	1.5	0.0	R	17.0	25.0	0.70			
$\gamma_{R,b}$ (R3)	1.35	3.4	A2	18.5	30.0		0.40	120	12
$\gamma_{R,s}$ (R3)	1.15	5.9	A3	19.0	27.0		0.60	55	6
$\gamma_{R,st}$ (R3)	1.25	8.4	B2	18.5	32.0	0.70			
$\gamma_{G,fav}$ orevole (A1)	1.00	9.9	A3	19.0	27.0		0.60	55	6
$\gamma_{G,sfav}$ orevole (A1)	1.30	14.4	B3	18.5	32.0	0.70			
Metodo di calcolo R_b	Meyerhof	19.4	A4	19.0	27.0		0.40	110	11
Num. diam. interpolazione R_b	4.0	30.0							
Discretizzazione	0.25 m	0.0							
		0.0							
			Numero di strati = 7.0						



Loads:
 Load Factor for Vertical Loads= 1.0
 Load Factor for Lateral Loads= 1.0
 Loads Supported by Pile Cap= 0 %
 Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 1300.0 -kN
 Shear Load, P= 0.0 -kN
 Moment, M= 0.0 -kN-m

Profile:
 Pile Length, L= 18.0 -m
 Top Height, H= -1.6 -m
 Slope Angle, As= 0
 Batter Angle, Ab= 0

Nocontributing Zone, Ln1=Ln2=Ln3=0.

Soil Data:							Pile Data:						
Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt	Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0	7	25.0	0.0	5	0.00	0	0.0	120	11309.7	377.0	10178760.0	20683	26.668
5	8.5	30	12	14.4	1	4	18.0						
7.5	9	27	5.5	4.8	1	4							
10	8.5	32	0.0	11	0.00	0							
11.5	9	27	5.5	4.8	1	4							
16	8.5	32	0.0	20	0	0							
21	9	27	11	8.8	1	4							

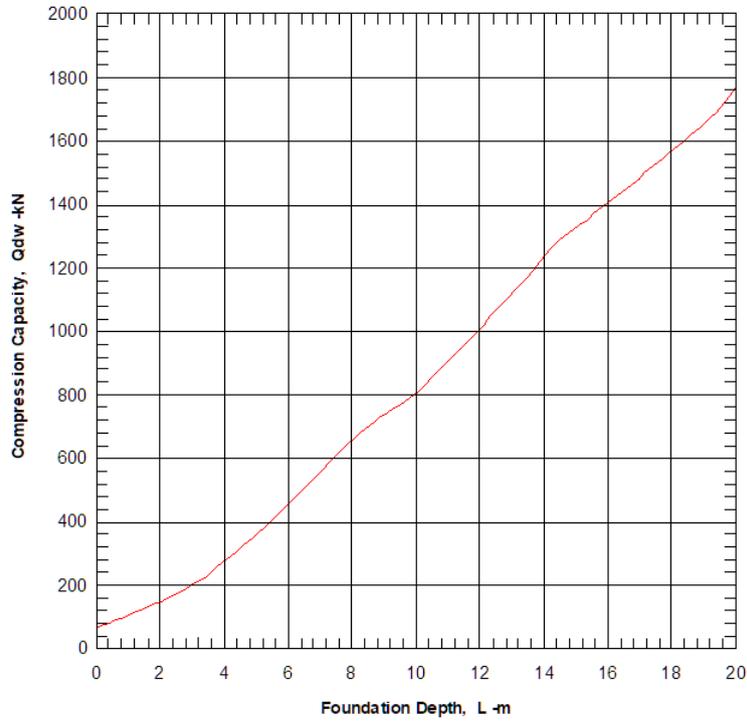
Vertical capacity:

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 280.36-kN *Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down)= 1759.174-kN Side Resistance (Up)= 1115.700-kN
 Tip Resistance (Down)= 1410.551-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
 Total Ultimate Capacity (Down)= 3169.725-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 1396.058-kN

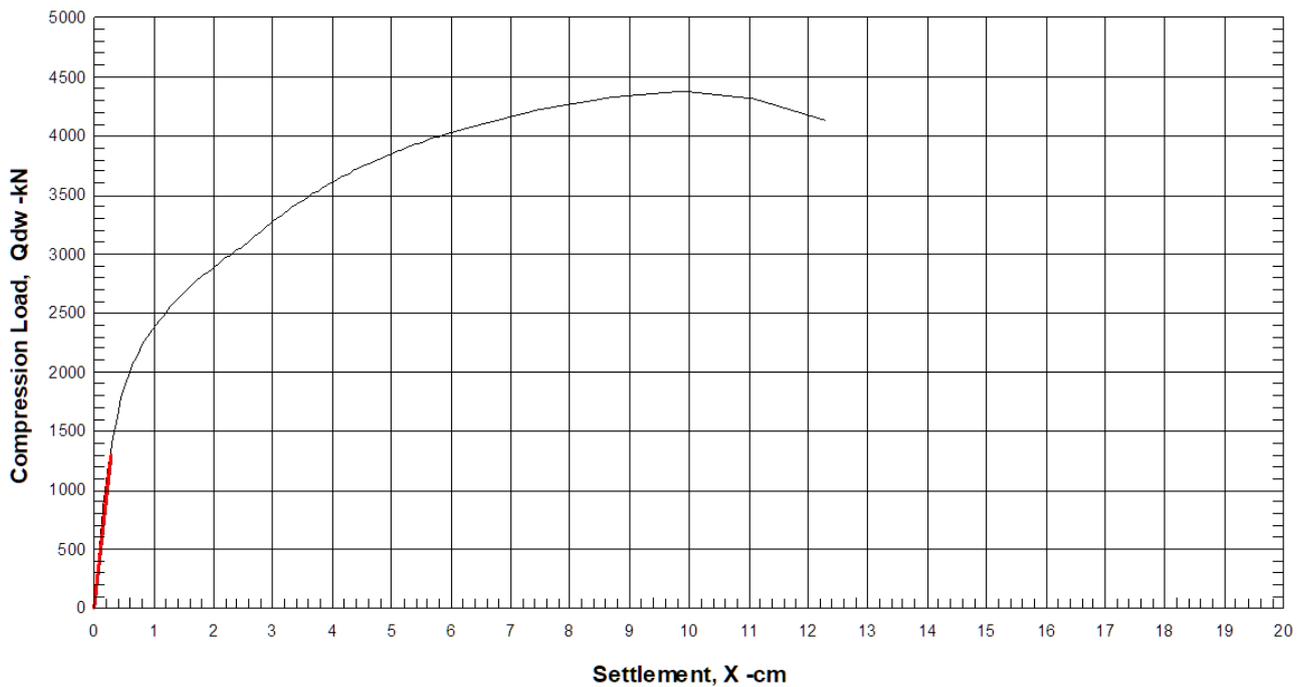
doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Cap. resistente allo SLU compress.

attrito laterale [kN]	1020
base [kN]	697
totale [kN]	1716



Vertical Load vs. Settlement



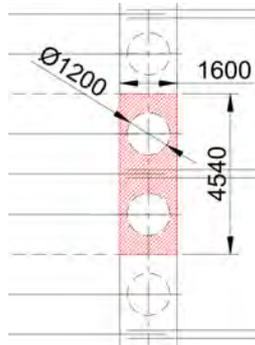
Total _____

Stiffness, $K_{qx} = 4812.94 \text{ -kN/cm}$

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

6.3.2 Cordolo di sommità

La capacità portante alla base del cordolo, intesa come fondazione superficiale su un'area (5.00 m²) compresa tra due moduli successivi (4.54 m) è pari a $N_{Rd} = 962$ kN.



CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI DIRETTE		
Condizioni drenate		
Fondazione Quadrata - Rettangolare		
Geometria fondazione e carichi applicati		
γ_n	Peso di volume naturale del terreno	16.0 kN/m ³
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno	17.0 kN/m ³
φ'	Angolo di attrito	25.0 °
c'	Coesione drenata	0.0 kPa
B	Larghezza fondazione	1.60 m
L	Lunghezza fondazione	3.13 m
e_x	Eccentricità parallela ad L	0.00 m
e_y	Eccentricità parallela a B	0.00 m
B'	Larghezza equivalente ($B'=B-2e_y$)	1.60 m
L'	Lunghezza equivalente ($L'=L-2e_x$)	3.13 m
D	Profondità piano di posa	2.00 m
hw	Profondità falda	1.00 m
β	Pendenza piano campagna	0.0 °
μ	Inclinazione del piano di fondazione	0.0 °
V	Carico verticale	638.0 kN
H	Carico orizzontale	0.0 kN
ϑ_n	Inclinazione H in pianta	0.0 °
γ_R	Coeff. parziale cap. portante	2.30
Sovraccarico: $q = \gamma \times D + q_{agg}$		
$\gamma \times D$	Pressione efficace	23.2 kPa
q_{agg}	Eventuale sovraccarico aggiuntivo	0.0 kPa
q		23.2 kPa

Parametri di calcolo		
Fattori di Capacità Portante	N_c	20.72
	N_q	10.66
	N_{γ}	11.09
Fattori di Forma	s_c	1.26
	s_q	1.24
	s_{γ}	0.80
Fattori di Profondità	d_c	1.36
	d_q	1.28
	d_{γ}	1.00
Fattori di Inclinazione del Carico	i_c	1.00
	i_q	1.00
	i_{γ}	1.00
Fattori di Inclinazione del Piano Campagna	g_c	1.00
	g_q	1.00
	g_{γ}	1.00
Fattori di Inclinazione della Fondazione	b_c	1.00
	b_q	1.00
	b_{γ}	1.00

Calcolo capacità portante	
Contributo dovuto alla Coesione	0.0 kPa
Contributo del Sovraccarico	391.6 kPa
Contributo delle Forze di Attrito	50.7 kPa
Capacità Portante Limite	q_{lim} 442.3 kPa
Carico limite caratteristico ($q_{lim} \times B' \times L'$)	R_k 2212 kN
Carico limite di progetto	R_d 962 kN

Si considera il cordolo autoportante il peso proprio; inoltre, conservativamente viene applicato un sovraccarico uniforme 50 kN/m². I sovraccarichi applicati, allo SLU sono pertanto: $N_{Ed} = 1.30 * (1.6 * 4.54) * (1.0 * 15 + 0.8 * 25) + 1.5 * 50 * (1.6 * 4.54) = 1.30 * 254 + 1.5 * 363 = 875$ kN.

Ne risulta che il cordolo è autoportante, con una capacità residua di $N_{Rd} - N_{Sd} = 962$ kN - 875 kN = 87 kN.

In ogni caso esistono ridondanze strutturali, in quanto gli eventuali eccessi di carico possono essere trasferiti ai pali sottostanti.

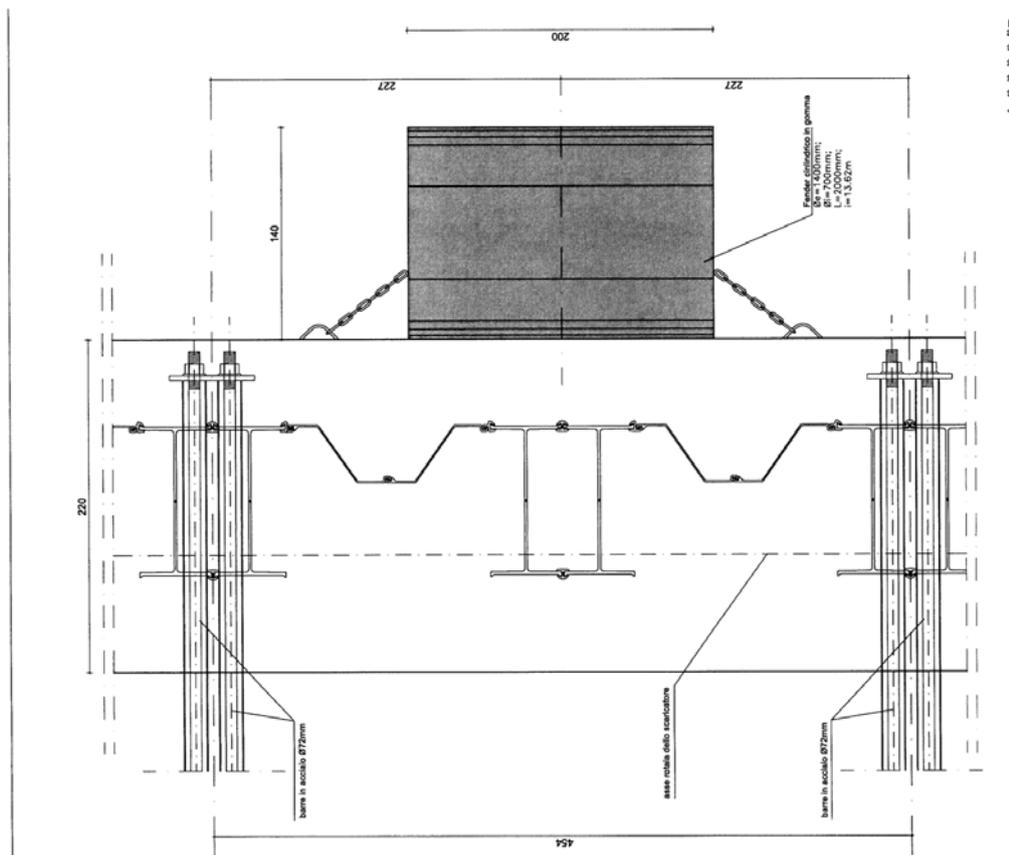
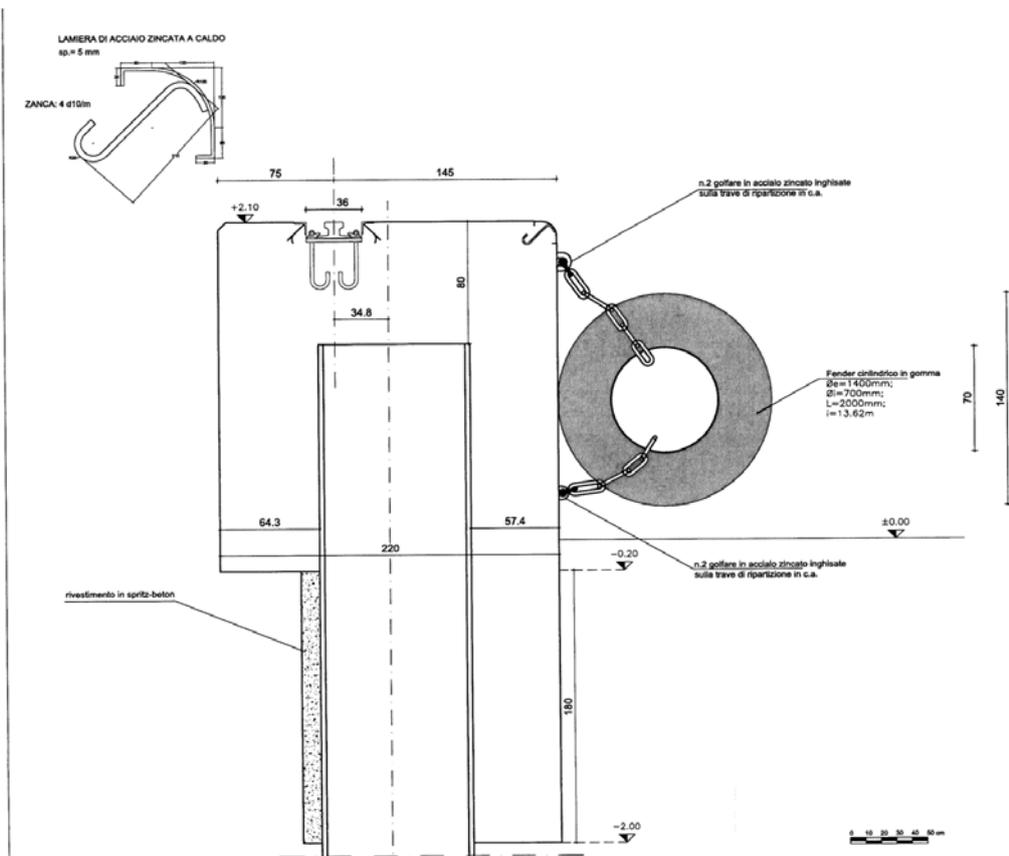
6.3.3 Capacità portante combinata

Considerando il contributo alla capacità portante di un palo e della porzione di fondazione superficiale d'influenza, la resistenza a carico verticale allo SLU vale: 1340 kN + 87 kN / 2 = 1384 kN.

La rigidità verticale del palo è 4800 kN/cm.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

6.4 Cordolo banchina



INTERVENTI DI SISTEMAZIONE DEL CANALE INDUSTRIALE SUD A PORTO MARGHERA
4° STRALCIO - SPONDA SUD E DARSENA TERMINALE - Loto 6 (spanda ex Abbies)

Trasformazione a banchina portuale del margine di sponda
Trave di ripartizione lato canale: carpenteria - sezione su parabordi | TAVOLA 21 | Settembre 2008

PROGETTAZIONE
Responsabile della progettazione e Direzione dei Lavori
Cod. Ing. G. Zaccarello

COORDINAMENTO
CONSORZIO VENEZIA NUOVA
Ing. Arkana Bockler

STUDIO ALTIERI SPA
Direttore tecnico:
Ing. Arkana Bockler

135L

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
MAGISTRATO ALLE ACQUE

Consorzio Tecnologico Veneziano S.r.l.

INTERVENTI DI SISTEMAZIONE DEL CANALE INDUSTRIALE SUD A PORTO MARGHERA
4° STRALCIO - SPONDA SUD E DARSENA TERMINALE - Loto 6 (spanda ex Abbies)

Trasformazione a banchina portuale del margine di sponda
Trave di ripartizione lato canale: carpenteria - pianta su parabordi | TAVOLA 22 | Settembre 2008

PROGETTAZIONE
Responsabile della progettazione e Direzione dei Lavori
Cod. Ing. G. Zaccarello

COORDINAMENTO
CONSORZIO VENEZIA NUOVA
Ing. Arkana Bockler

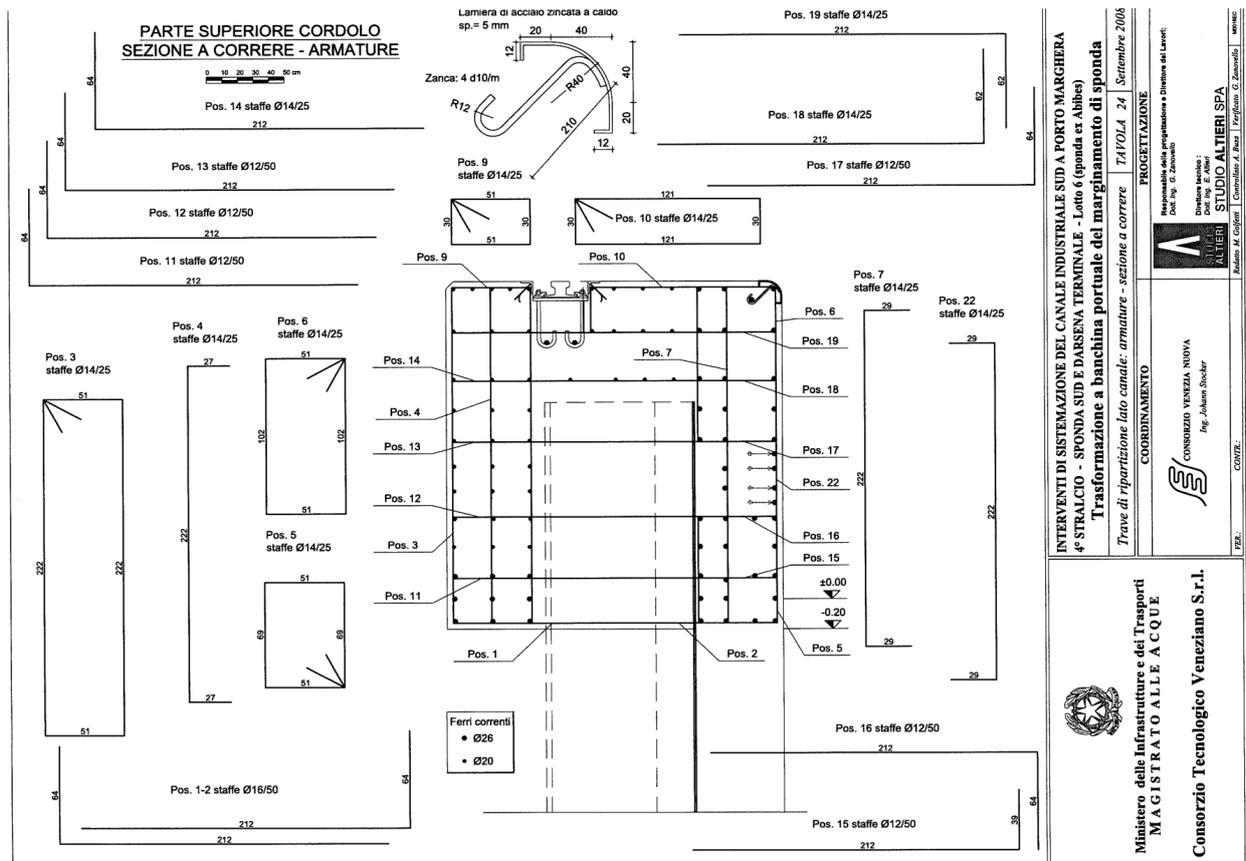
STUDIO ALTIERI SPA
Direttore tecnico:
Ing. Arkana Bockler

135L

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
MAGISTRATO ALLE ACQUE

Consorzio Tecnologico Veneziano S.r.l.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0



INTERVENTI DI SISTEMAZIONE DEL CANALE INDUSTRIALE SUD A PORTO MARGHERA
 4° STRALCIO - SPONDA SUD E DARSENA TERMINALE - Lotto 6 (Spina ex Abbiesse)
 Trasformazione a banchina portuale del margine di sponda
 Trave di ripartizione lato canale: armature - sezione a corrente
 TAIVOLA 24 Settembre 2006

PROGETTAZIONE
 Responsabile della progettazione e Direttore dei Lavori
 Prof. Ing. G. Zavanetti

COORDINAMENTO
 RESPONSABILE VENEZIA NUOVA
 Ing. Johann Stocker

STUDIO ALTIERI SPA
 Direzione tecnico
 Dott. Ing. E. Altieri

Consorzio Venezia Nuova
 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
 MAGISTRATO ALLE ACQUE
 Consorzio Tecnologico Veneziano S.r.l.

Titolo: cordolo sez corrente

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	47.78	30	20
2	220	0	2	47.78	183	20
3	220	230	3	47.78	30	195
4	0	230	4	47.78	183	195
			5	63.71	30	100
			6	63.71	183	100

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 3820 kNm

Materiali: B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{oc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 205.3 kNm
 M_{yRd}: 11 644 kNm
 σ_c: 15.87 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 16.91 ‰
 d: 196.7 cm
 x: 33.73 x/d: 0.1715
 δ: 0.7

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

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

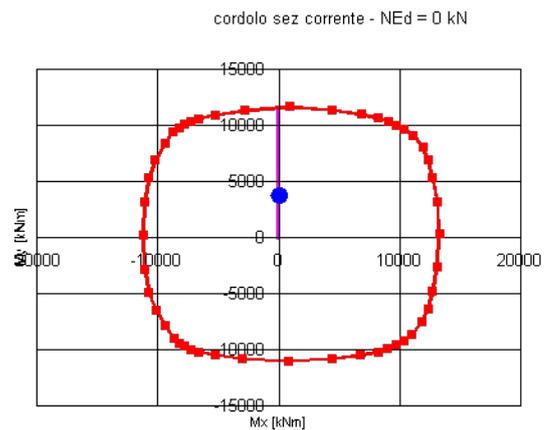
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 200

Calcola MRd: Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 268

Precompresso



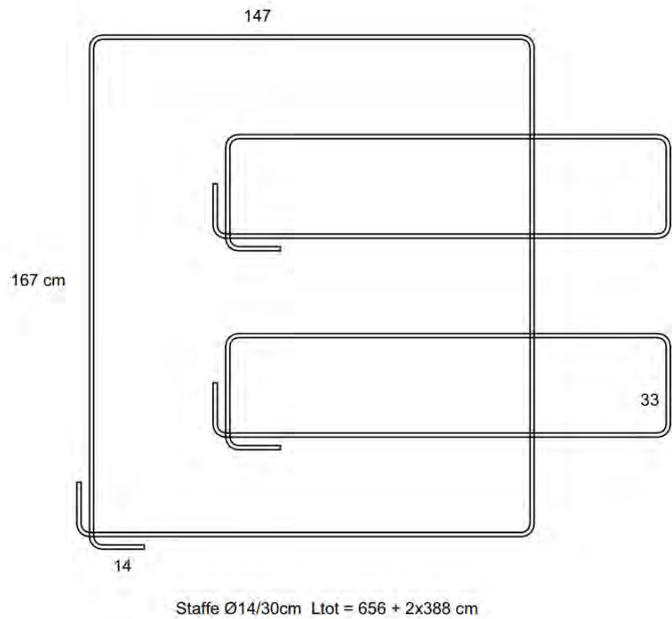
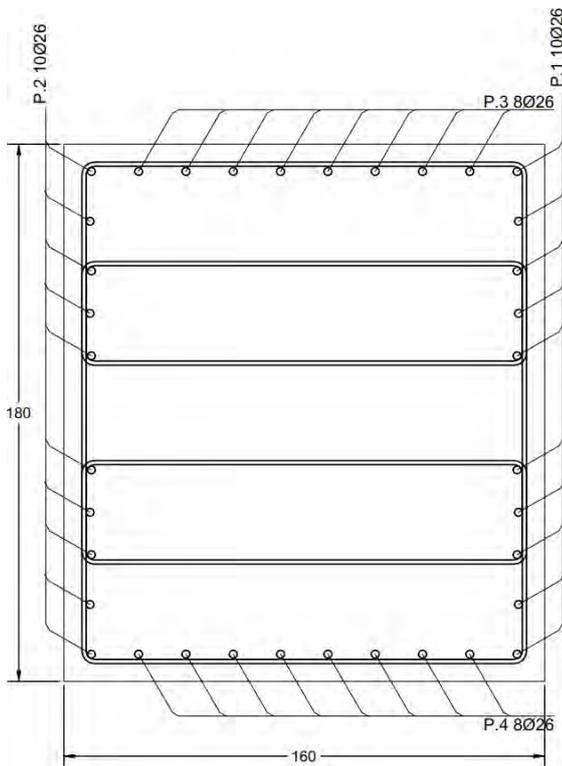
La verifica della sezione considera i principali gruppi di barre. La sezione corrente è verificata, con un fattore d'utilizzo del 33% (il cordolo è stato realizzato considerando, oltre ai carichi previsti nel progetto, la possibile presenza di un binario di carroponte ed i relativi sovraccarichi, pertanto è lecito attendersi una capacità sovrabbondante rispetto alle condizioni di progetto).

6.5 Trave di ripartizione su pali

Il cordolo è costituito da una sezione corrente con base 160 cm e altezza 180 cm.

L'armatura longitudinale è costituita da 8 barre $\phi 26$ sulle facce superiore ed inferiore e 10 barre $\phi 26$ sui lati. Totale area di ferro longitudinale: $36\phi 26 = 191 \text{ cm}^2$. Il peso è 150 kg per ogni metro di cordolo ovvero $150 \text{ kg/m} / (1.6 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m}) = 52 \text{ kg/m}^3$ di sole armature longitudinali.

Deve essere inoltre prevista adeguata armatura a taglio (staffe a 6 bracci orizzontali $\phi 14/30 \text{ cm}$) e per gli ancoraggi delle barre/tiranti.



Titolo: cordolo sez corrente

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 8 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	160	0
3	160	180
4	0	180

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21	40	10
2	21	120	10
3	21	40	170
4	21	120	170
5	27	10	45
6	27	10	135

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 655 kNm
 M_{yEd} 2250 kNm

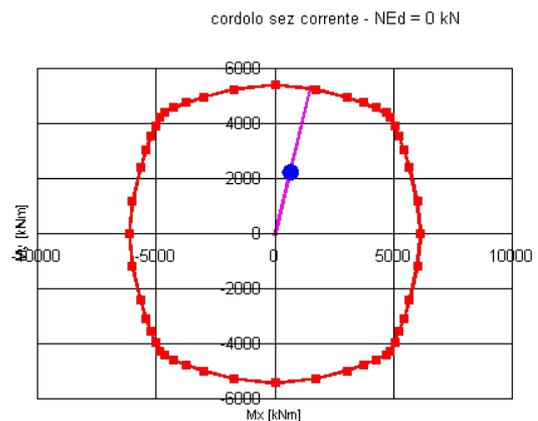
Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett. 200
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 276
 Precompresso

Parametri:
 M_{xRd} 1 322 kNm
 M_{yRd} 5 347 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 18.05 ‰
 d 163.3 cm
 x 26.52 x/d 0.1624
 δ 0.7



doc. n. 2107-R01 Rev. 0

La verifica della sezione considera i principali gruppi di barre. La sezione corrente è verificata, con un fattore d'utilizzo del 43%.

The screenshot shows the software interface with the following data:

- Sollecitazioni e metodo di calcolo:** Metodo n. $M_{xEd} = 3000$ kNm, $V_{Ed} = 1600$ kN.
- Ricoprimento armatura c:** 6 cm, $A's/A_s \geq 99\%$.
- Criteri di progetto:** Fissa altezza H: 160 cm, Fissa Base B: 180 cm.
- Deformazione adimensionale armatura tesa:** $\epsilon_s/\epsilon_{yd} = 29.21$, $x/d = 0.058$, $\delta = 0.700$.
- Risultati:**
 - Armatura superiore: $6\phi 26 + 4\phi 26$, $A's = 53.09$ cm², $A's \min = 51.41$.
 - Armatura inferiore: $6\phi 26 + 4\phi 26$, $A_s = 53.09$ cm², $A_s \min = 51.93$.
 - Taglio: $\tau_{max} = 0.6528$ N/mm², Staffe $\phi 14/30$ a 6 bracci, Staffatura minima $\phi 14/33$.
 - Incidenza acciaio: 49.0 kg/m³.

Sono necessarie staffe a 6 bracci orizzontali $\phi 14/30$ cm specifiche per il taglio orizzontali (taglio resistente 1600 kN).

The screenshot shows the software interface with the following data:

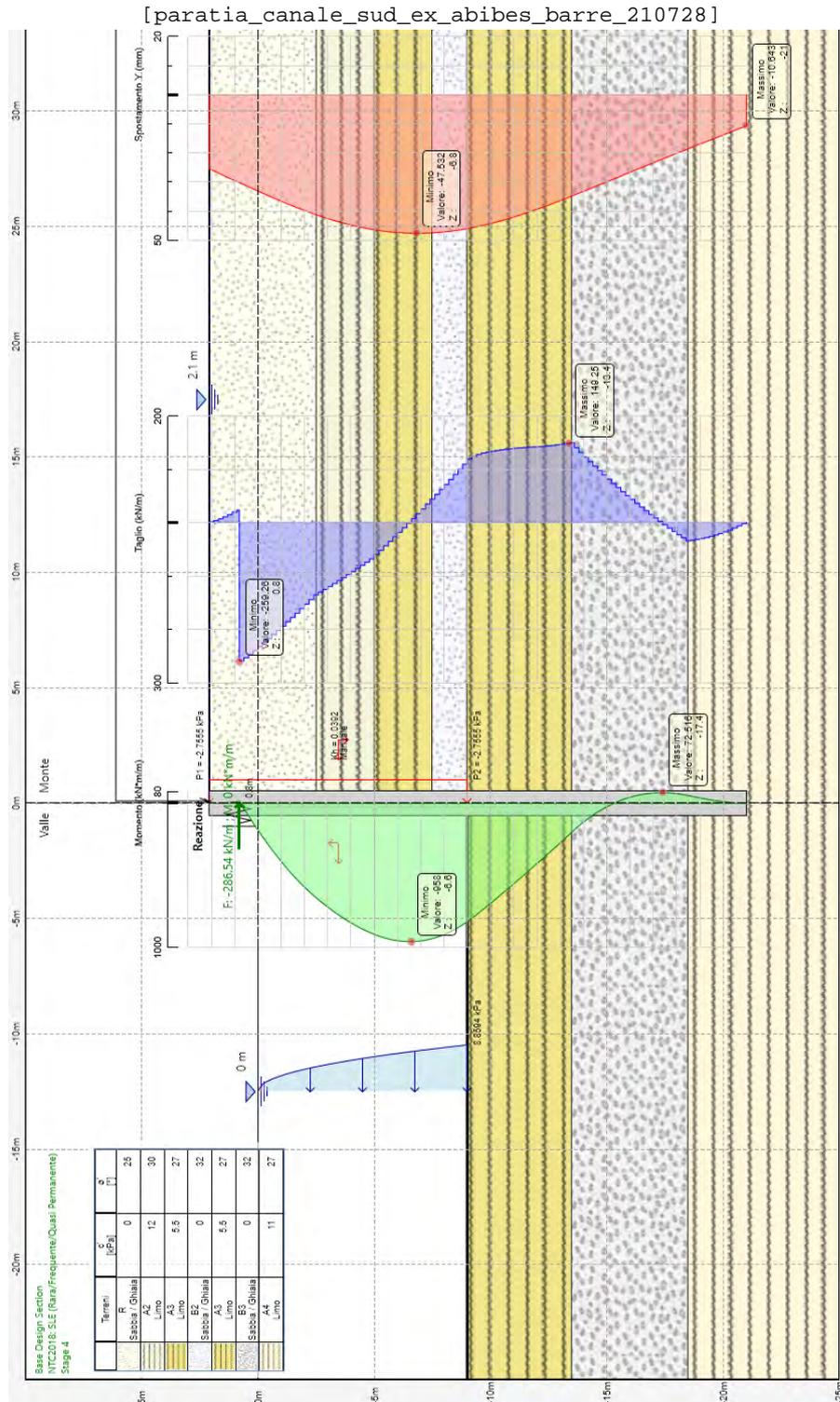
- Sollecitazioni e metodo di calcolo:** Metodo n. $M_{xEd} = 2600$ kNm, $V_{Ed} = 800$ kN.
- Ricoprimento armatura c:** 6 cm, $A's/A_s \geq 99\%$.
- Criteri di progetto:** Fissa altezza H: 180 cm, Fissa Base B: 160 cm.
- Deformazione adimensionale armatura tesa:** $\epsilon_s/\epsilon_{yd} = 34.50$, $x/d = 0.049$, $\delta = 0.700$.
- Risultati:**
 - Armatura superiore: $8\phi 26$, $A's = 42.47$ cm², $A's \min = 38.61$.
 - Armatura inferiore: $8\phi 26$, $A_s = 42.47$ cm², $A_s \min = 39.00$.
 - Taglio: $\tau_{max} = 0.6528$ N/mm², Taglio Resistente = 887.7 kN.
 - Incidenza acciaio: 23.2 kg/m³.

Non sono necessarie staffe specifiche per il taglio verticale (resistenza del CLS non armato a taglio 888 kN).

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

7 Configurazione scavo q=-9 m SLMM, carico banchina 3 ton/m²

Si considera la configurazione di progetto che verrà effettivamente realizzata: scavo q=-9.00 m SLMM, carico banchina 3 ton/m².

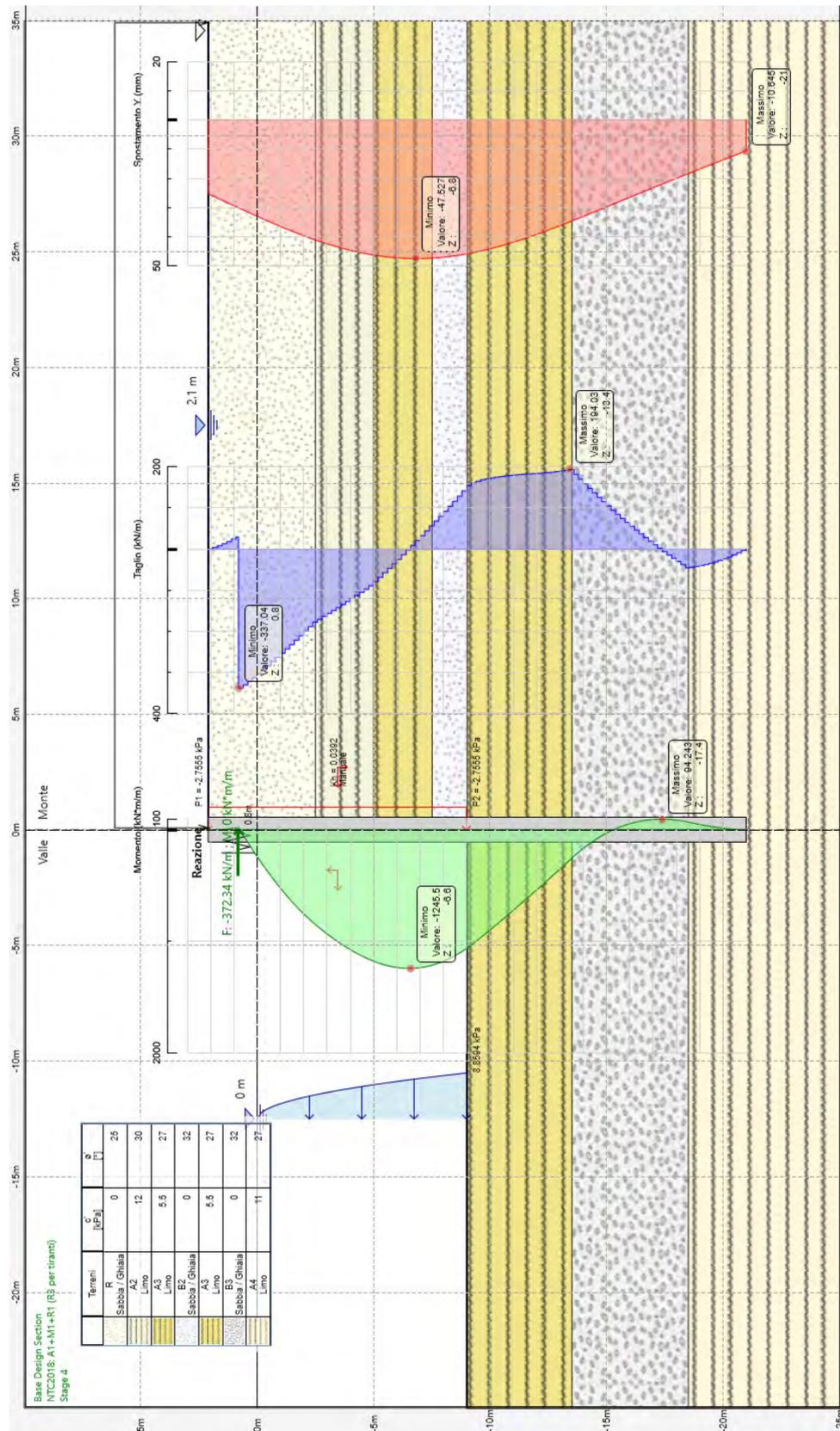


Spostamento in condizioni di esercizio:

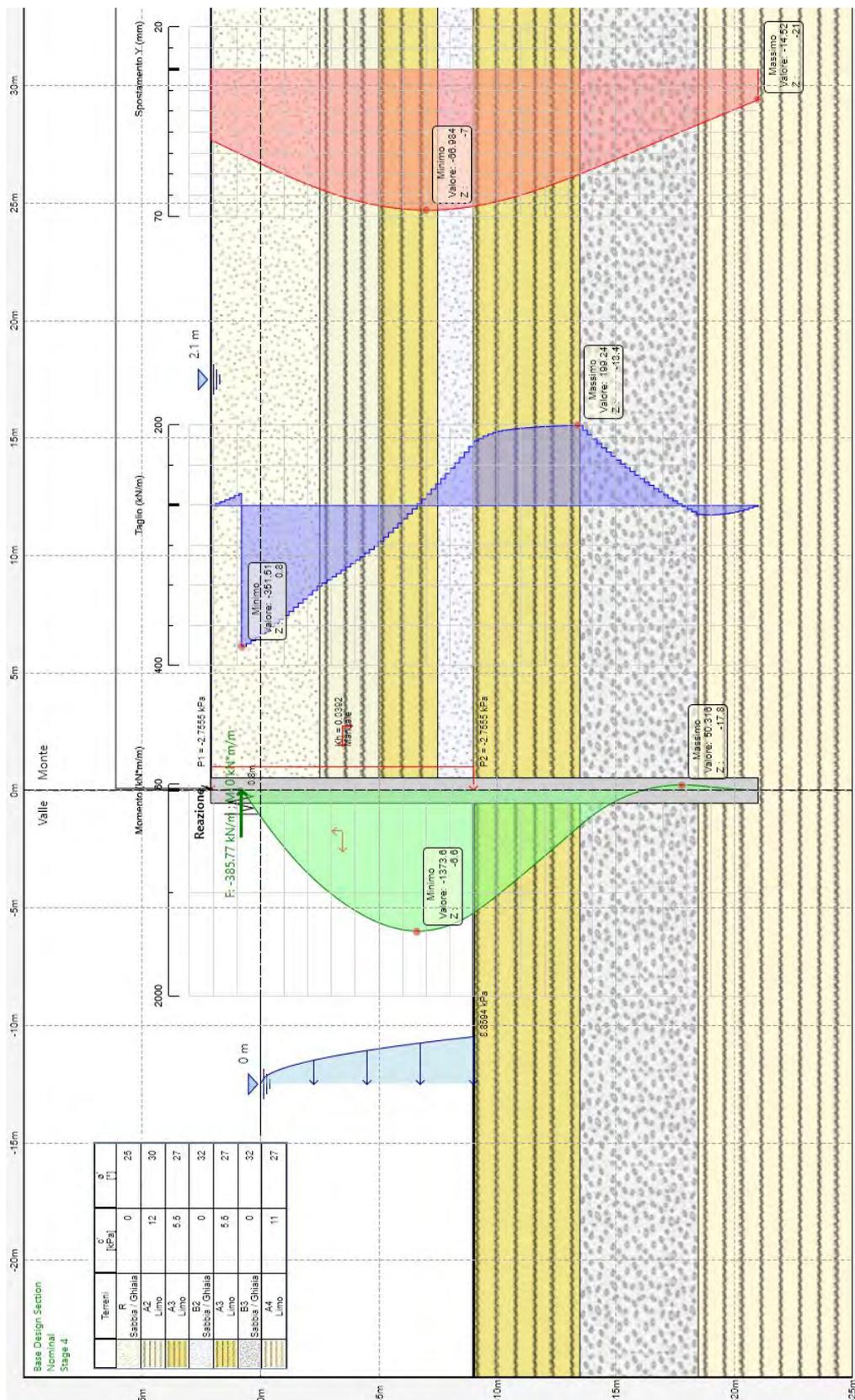
Cordolo 35 mm a q= 0.0 m

Massimo 50 mm a q=-7.0 m

doc. n. 2107-R01 Rev. 0



doc. n. 2107-R01 Rev. 0



Dall'involuppo degli SLU:

Momento massimo

$$1374 \text{ kNm/m} < M_{c,Rd} = 3110 \text{ kNm/m}$$

Taglio massimo

$$352 \text{ kN/m} < V_{c,Rd} / 2 = 1976 \text{ kN/m} / 2 = 988 \text{ kN/m}$$

Tiro orizzontale

$$386 \text{ kN/m}$$

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Tiro sui tiranti $386 \text{ kN/m} \cdot 4.54 \text{ m} / 3 / \cos(38^\circ) = 741 \text{ kN} < R_{t,Rd} = 917 \text{ kN}$

Sono presenti 3 tiranti ogni 4.54 m, con capacità resistente pari a 917 kN

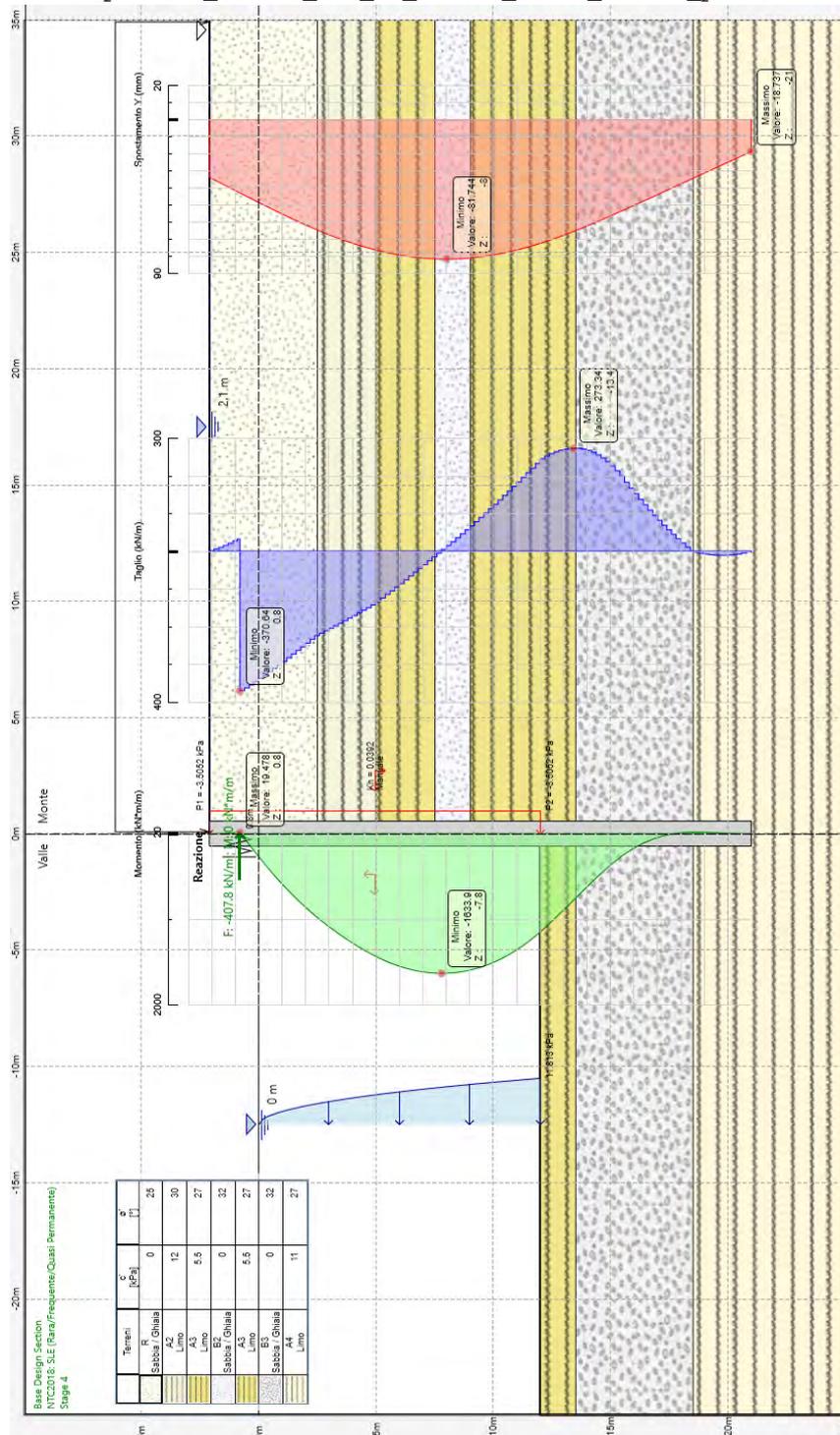
Essendo verificata la capacità dei tiranti, la paratia risulta pertanto verificata (verifiche su cordolo sono eseguite nella condizione di "predisposizione" che è quella dimensionante).

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

8 Configurazione scavo q=-12 m SLMM, carico banchina 5 ton/m²

Si considera la configurazione di predisposizione: scavo q=-12.00 m SLMM, carico banchina 5 ton/m².

[paratia_canale_sud_ex_abibes_barre_210728_pred]

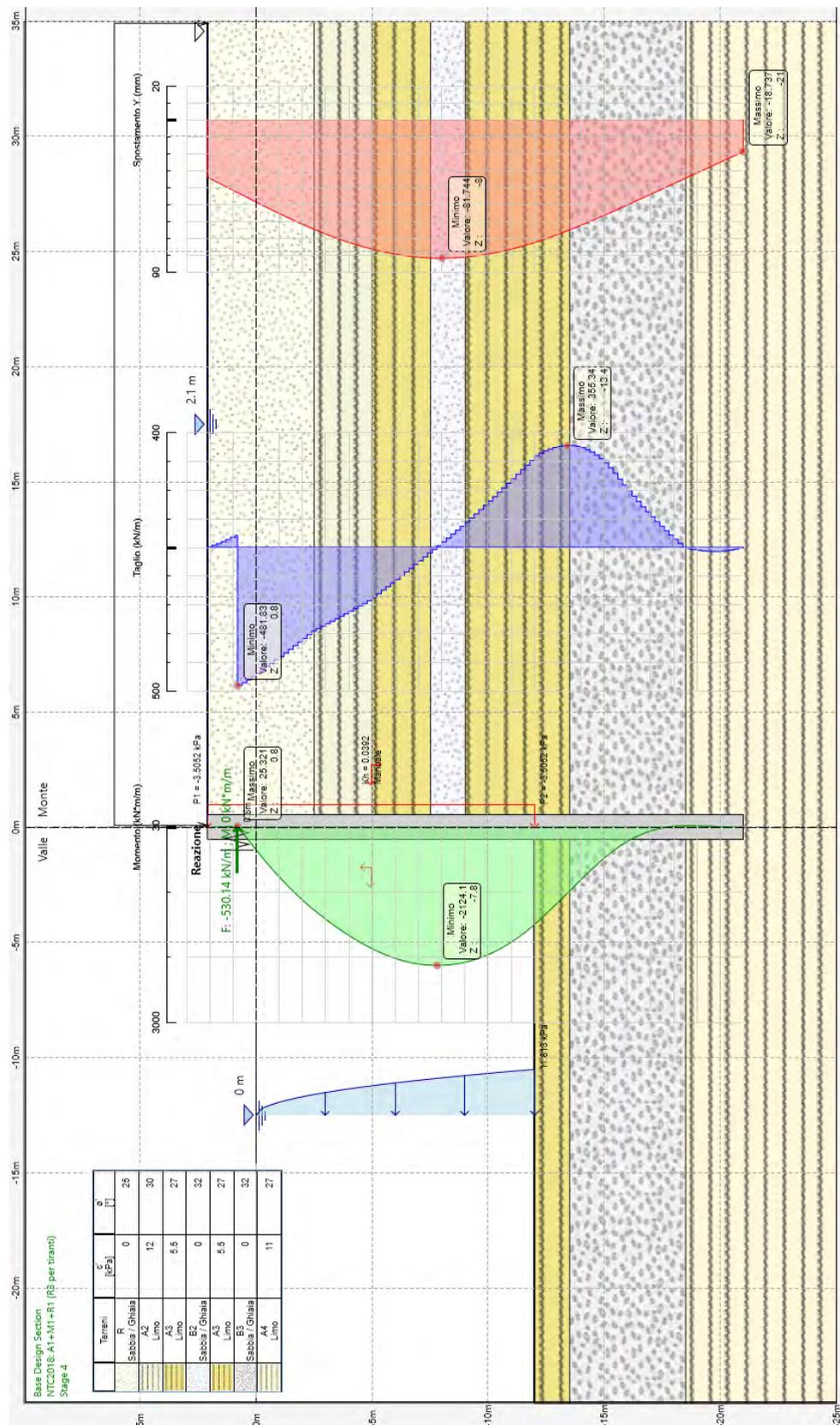


Spostamento in condizioni di esercizio:

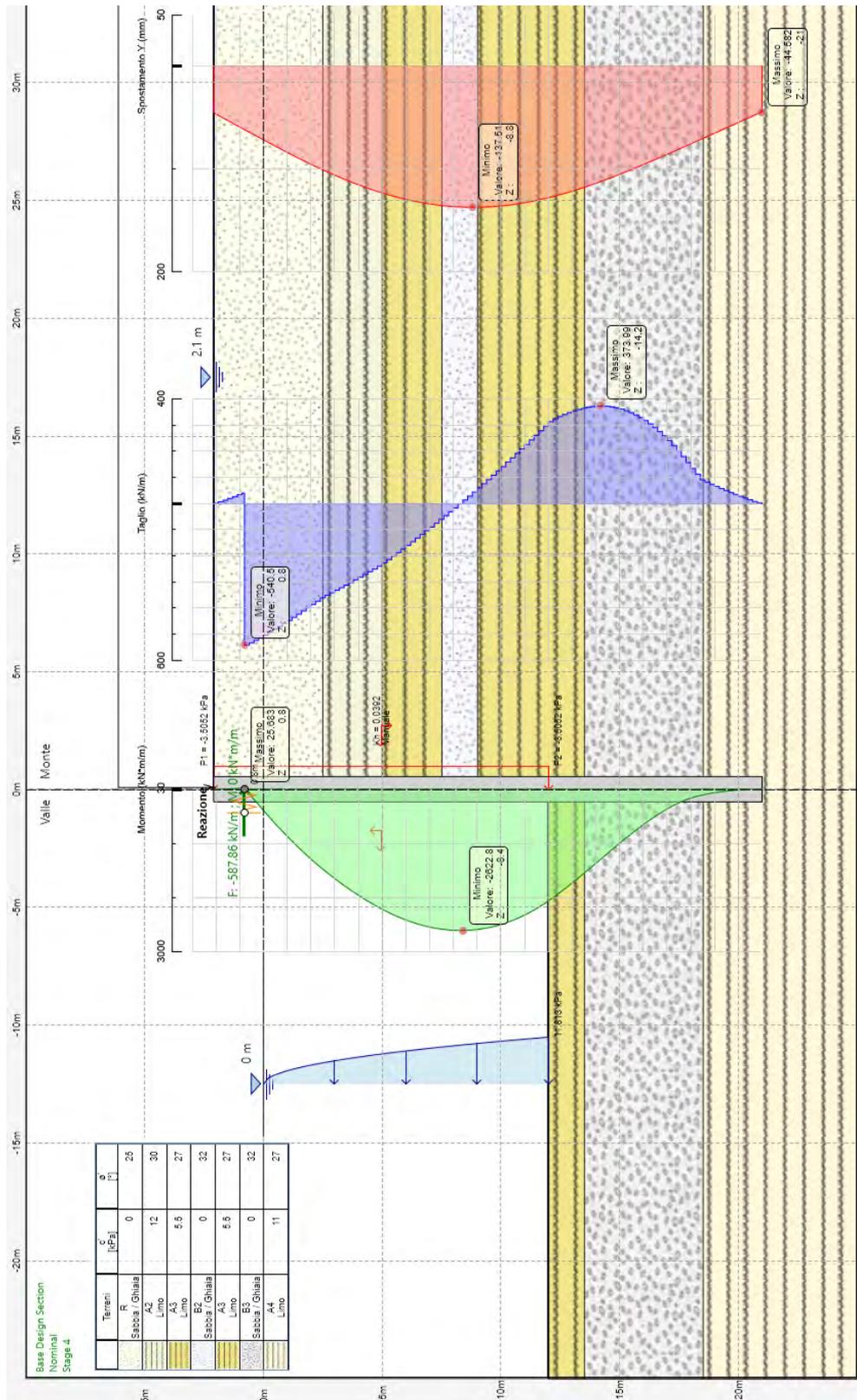
Cordolo 50 mm a q= 0.0 m

Massimo 82 mm a q=-8.0 m

doc. n. 2107-R01 Rev. 0



doc. n. 2107-R01 Rev. 0



Momento massimo

$2623 \text{ kNm/m} < M_{c,Rd} = 3110 \text{ kNm/m}$

Taglio massimo

$541 \text{ kN/m} < V_{c,Rd} / 2 = 1976 \text{ kN/m} / 2 = 988 \text{ kN/m}$

Tiro orizzontale

588 kN/m

Tiro sui tiranti

$588 \text{ kN/m} * 4.54 \text{ m} / 4 / \cos(38^\circ) = 847 \text{ kN} < R_{t,Rd} = 917 \text{ kN}$

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Sono presenti 4 tiranti ogni 4.54 m, con capacità resistente pari a 917 kN

Le caratteristiche resistenti del palancolato sono quelle determinate nella relazione Altieri rif. [n], e tengono in conto degli effetti della corrosione 100 anni.

Il palancolato è pertanto verificato anche nell'ipotesi di predisposizione all'incremento dello scavo a quota fondale 12 m e ad un incremento di carico in banchina, da 3 ton/m² a 5 ton/m²: è sufficiente aggiungere un tirante al gruppo.

8.1 Confronto dei risultati con i calcoli del progetto esecutivo

<i>Elemento strutturale</i>	<i>Azione</i>	<i>Modulo</i>
Tirante	<i>Tiro</i>	674.3 kN/m
Palancola	<i>Taglio</i>	522.9 kN/m
	<i>Momento flettente</i>	2'488.0 kN×m/m (a quota -8.1 m.s.m.m.)

Tabella 4.2

Figura 4. verifica agli stati limite ultimi (FASE B)

<i>Elemento strutturale</i>	<i>Azione</i>	<i>Modulo</i>
Tirante	<i>Tiro</i>	549.0 kN/m
Palancola	<i>Taglio</i>	436.5 kN/m
	<i>Momento flettente</i>	2'108.3 kN×m/m (a quota -7.7 m.s.m.m.)

Tabella 4.4

Figura 5. Verifica in condiz. sismiche (FASE B)

Nella relazione di calcolo rif. [n], le condizioni più gravose non si presentavano in corrispondenza della combinazione sismica, ma in quella SLU strutturale. In particolare il massimo tiro sui tiranti è pari a 674 kN/m (contro i 746 kN/m calcolati nella presente relazione nella combinazione più gravosa, sismica, mentre nella combinazione strutturale il tiro massimo vale 673 kN/m ovvero in ottimo accordo con la medesima combinazione), ed il momento massimo vale 2488 kNm/m (contro i 2623 kNm/m calcolati nella presente relazione nella combinazione più gravosa, sismica).

I risultati del presente calcolo non differiscono sostanzialmente rispetto ai calcoli eseguiti nel progetto esecutivo (che è basato sulle medesime assunzioni riguardo alla geometria ed ai carichi da sopportare), se non per un leggero incremento delle sollecitazioni. Le verifiche tengono conto conservativamente di queste condizioni, più gravose.

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

9 Bitte

Assumendo navi con dislocamento 40000 ton, altezza effettiva opera morta $h = 10$ m, Baglio $B=23$ m, Area laterale $A= 100*10 = 1000$ m², il modulo d’armamento, secondo “RINA Rules 2021 - Pt B, Ch 10, Sec 4”:

$$EN = 40000^{0.67} + 2*10*23 + 0.1*1000 = 1772$$

2.1.2 Equipment Number for ships with perpendicular superstructure front bulkhead (1/7/2018)

The Equipment Number EN is to be obtained from the following formula:

$$EN = \Delta^{2/3} + 2 h B + 0,1 A$$

where:

Δ : moulded displacement of the ship, in t, to the summer load waterline,

h : effective height, in m, from the summer load waterline to the top of the uppermost house, to be obtained in accordance with the following formula:

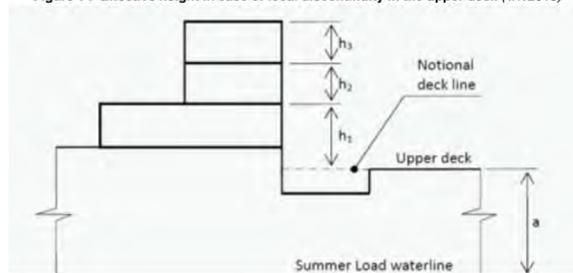
$$h = a + \sum h_n$$

For the lowest tier, h is to be measured at centreline from the upper deck or from a notional deck line where there is local discontinuity in the upper deck (see Fig 1 for an example).

When calculating h , sheer and trim are to be disregarded,

- a : freeboard amidships from the summer load waterline to the upper deck, in m,
- h_n : height, in m, at the centreline of tier “n” of superstructures or deckhouses having a breadth greater than $B/4$. Where a house having a breadth greater than $B/4$ is above a house with a breadth of $B/4$ or less, the upper house is to be included and the lower ignored,
- A : area, in m², in profile view, of the parts of the hull, superstructures and houses above the summer load waterline which are within the length L_E and also have a breadth greater than $B/4$ (see Note 1),
- L_E : equipment length, in m, equal to L without being taken neither less than 96% nor greater than 97% of the total length of the summer load waterline.

Figure 1 : Effective height in case of local discontinuity in the upper deck (1/7/2018)



doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Table 4 : Mooring lines for ships with EN \leq 2000 (1/7/2018)

Equipment number EN A < EN \leq B		Mooring lines		
A	B	N (1)	Length of each line, in m	Breaking load, in kN
50	70	3	80	37
70	90	3	100	40
90	110	3	110	42
110	130	3	110	48
130	150	3	120	53
150	175	3	120	59
175	205	3	120	64
205	240	3	120	69
240	280	4	120	75
280	320	4	140	80
320	360	4	140	85
360	400	4	140	96
400	450	4	140	107
450	500	4	140	117
500	550	4	160	134
550	600	4	160	143
600	660	4	160	160
660	720	4	160	171
720	780	4	170	187
780	840	4	170	202
840	910	4	170	218
910	980	4	170	235
980	1060	4	180	250
1060	1140	4	180	272
1140	1220	4	180	293
1220	1300	4	180	309
1300	1390	4	180	336
1390	1480	4	180	352
1480	1570	5	190	352
1570	1670	5	190	362
1670	1790	5	190	384
1790	1930	5	190	411
1930	2000	5	190	437

(1) See [3.5.3] and [3.5.4]

Il Carico di rottura dei cavi d'ormeggio (n°5 nella nave), dal modulo d'armamento, è pari a 384 kN. Si prevedono, come scelta largamente conservativa, delle bitte con carico di rottura 80 ton, spaziatura 22.7 m (5*4.54 m).

Dal punto di vista strutturale del marginamento, le condizioni più gravose si realizzano quando la bitta è soggetta ad un carico orizzontale, ortogonale alla paratia, verso mare. Nel caso estremo, al limite di rottura della bitta, il carico deve essere contrastato da uno specifico tirante (addizionale rispetto a quelli previsti per il palancolato, e disposto in prossimità della bitta).

Poiché l'eventualità di rottura di una bitta è associata ad un carico di breve durata, questo tipo di condizione non può essere associata al carico sismico. Si considera, nel calcolo, la contemporaneità tra il carico sulla banchina ed il carico sulle bitte (tramite un coefficiente di combinazione delle azioni

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

secondarie pari a 0.70, secondo l'approccio degli SLU - con scelta conservativa rispetto al coefficiente 0.40 indicato in NTC2018 "Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali", relativamente allo schema di carico 1 - carichi distribuiti).

Scavo q= -9.00 m SLMM, Carico banchina 3.0 ton/m2 bitte 800 kN

Configurazione	contemporaneità carico		num. tiranti	Reazione tiranti		contributo bitte [kN]	Tiro SLU [kN]
	banchina	bitte		[kN/m]	[kN]		
SLU sismica	1.00	0.00	3	490	741	0	741
SLU strutturale 1	1.00	0.70	4	473	537	178	715
SLU strutturale 2	0.70	1.00	4	430	488	254	742

Scavo q= -12.00 m SLMM, Carico banchina 5.0 ton/m2 bitte 1000 kN

Configurazione	contemporaneità carico		num. tiranti	Reazione tiranti		contributo bitte [kN]	Tiro SLU [kN]
	banchina	bitte		[kN/m]	[kN]		
SLU sismica	1.00	0.00	4	746	847	0	847
SLU strutturale 1	1.00	0.70	5	673	611	178	788
SLU strutturale 2	0.70	1.00	5	589	535	254	788

Il massimo tiro d'involuppo è pari a 847 kN (valore di predimensionamento, con assunzioni conservative), inferiore alla capacità resistente pari a 917 kN. Calcoli più affinati sono riportati nel capitolo 10 (Verifiche strutturali).

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

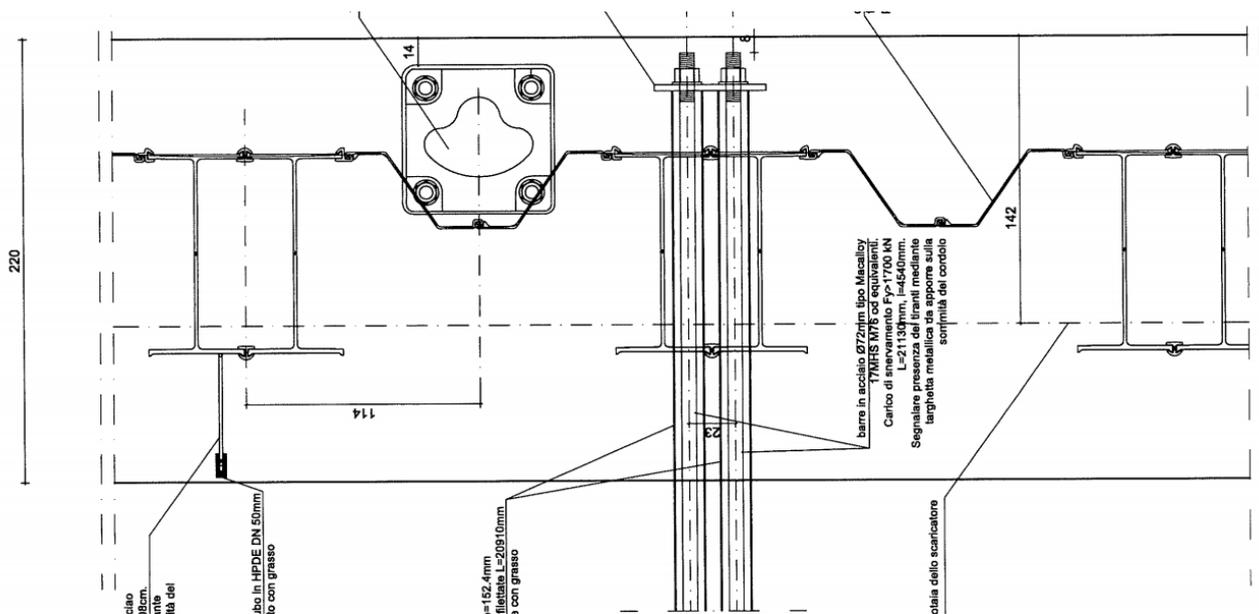
10 Verifiche strutturali

Le verifiche degli elementi che compongono la struttura (tiranti, barre Macalloy, pali del cavalletto, e cordolo in CLS) sono state svolte con riferimento alle condizioni più gravose, di scavo a quota $q=-12$ m e carico piazzale 5 ton/m^2 . La combinazione dimensionante è quella sismica con tiro massimo sulla bitta da 100 ton.

Il calcolo è volutamente conservativo, in quanto la contemporaneità del massimo carico sismico con l'applicazione del massimo carico sulla bitta ha una probabilità largamente inferiore ai requisiti di regolamento).

Si considerano le due tipologie di elemento:

- A. Sezione corrente: cordolo su pali, con ancoraggio barre tiranti (3+1)
- B. Sezione bitta: cordolo su pali, con ancoraggio barre tiranti (4+1)



Viene applicato sul cordolo banchina il carico orizzontale sismico di SLU uniforme distribuito 588 kN/m oltre al carico di rottura bitta 1000 kN , orizzontale perpendicolare all'asse banchina (direzione più critica per le opere di banchina).

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

Dal calcolo agli elementi finiti risultano le seguenti condizioni di carico per gli elementi strutturali (nella successiva tabella, nella colonna di destra, è indicato il paragrafo della presente relazione contenente il calcolo delle capacità resistenti dell'elemento).

✓ Massimo tiro coppia barre Macalloy	2990 kN < 3346 kN	[6.1]
✓ Massimo tiro tiranti (barre autoperforanti)	881 kN < 917 kN	[6.2]
✓ Massimo carico verticale pali	1305 kN < 1384 kN	[6.3.3]
✓ Momento orizzontale cordolo banchina	-1776 kNm / 3819 kNm < 11644 kNm	[6.4]
✓ Momento orizzontale cordolo pali	-2248 kNm / 1517 kNm < 5347 kNm	[6.5]
✓ Momento verticale cordolo pali	-653 kNm / 639 kNm < 1322 kNm	[6.5]
✓ Taglio orizzontale cordolo pali	-1418 kN / 1460 kN < 1600 kN	[6.5]
✓ Taglio verticale cordolo pali	-524 kN / 610 kN < 888 kN	[6.5]

Tutte le verifiche sono soddisfatte (le verifiche specifiche del palancolato sono state eseguite nel precedente capitolo 8).

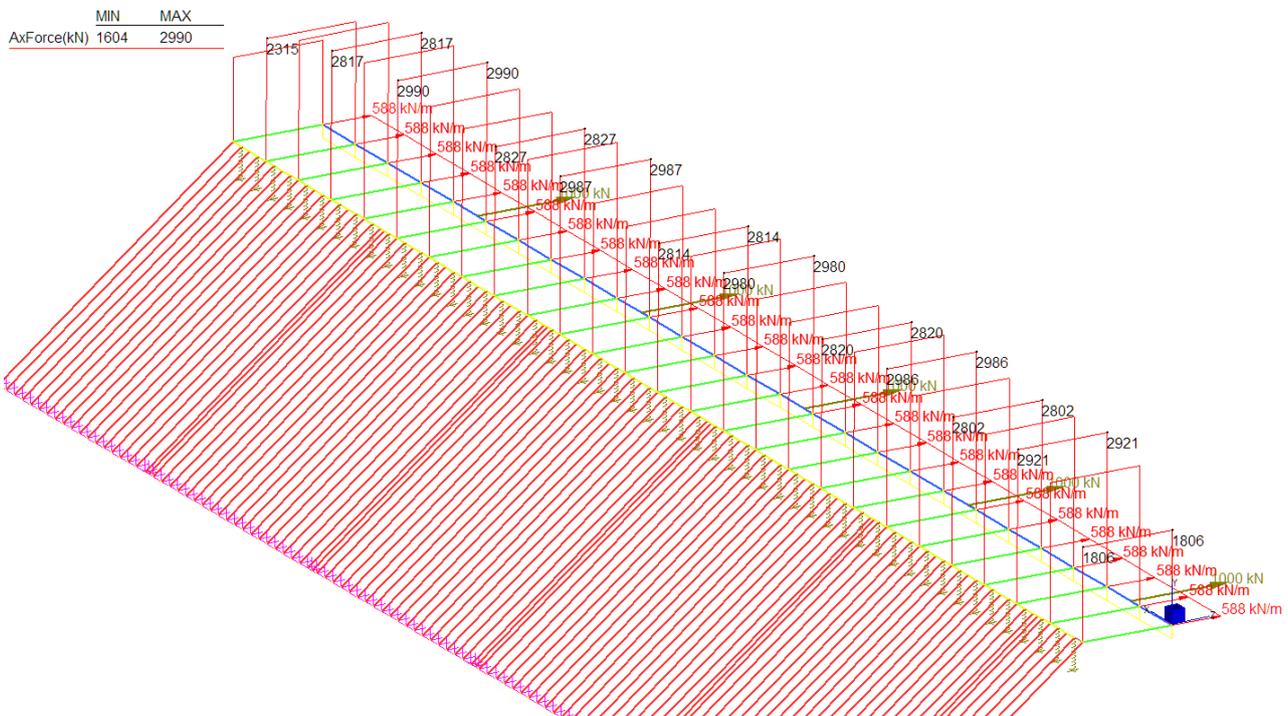


Figura 6. Tiro sulle coppie di barre Macalloy [kN]

doc. n. 2107-R01 Rev. 0

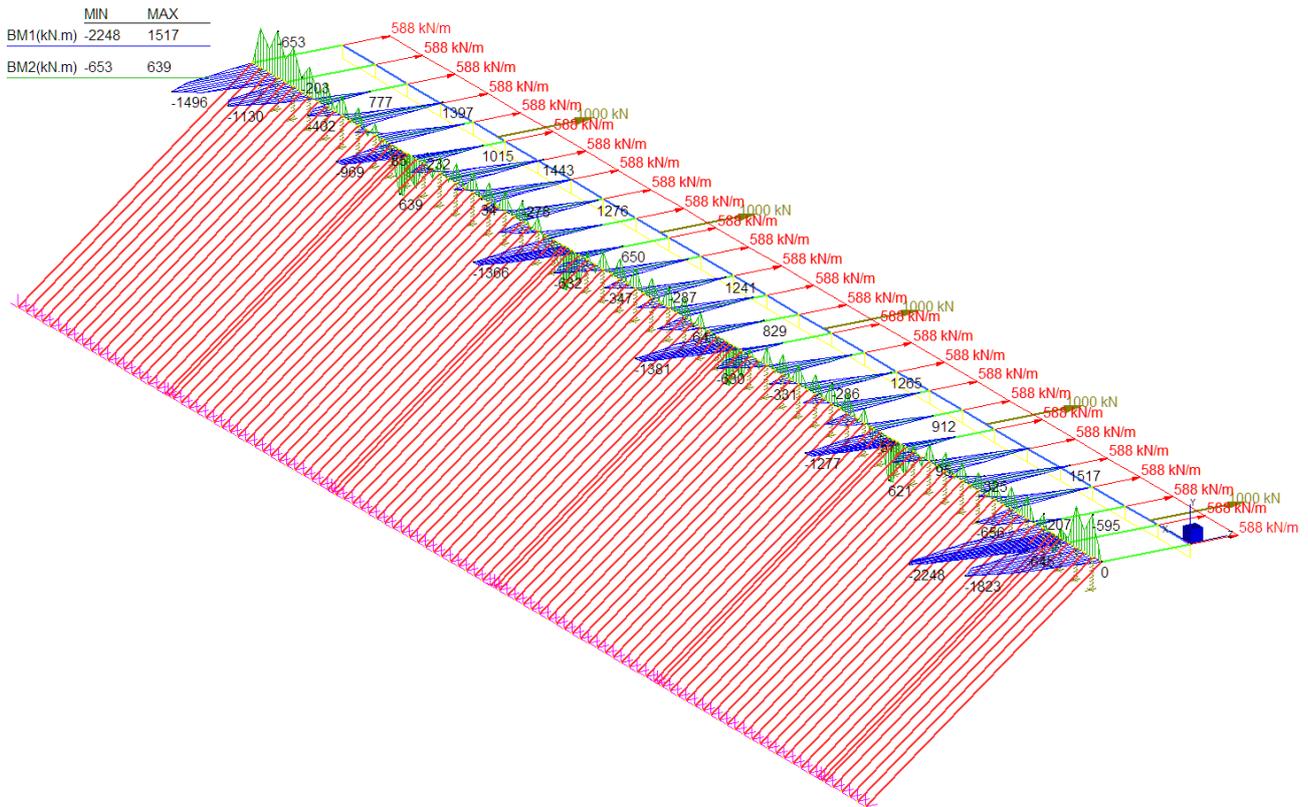


Figura 9. Momento flettente cordolo pali [kNm]

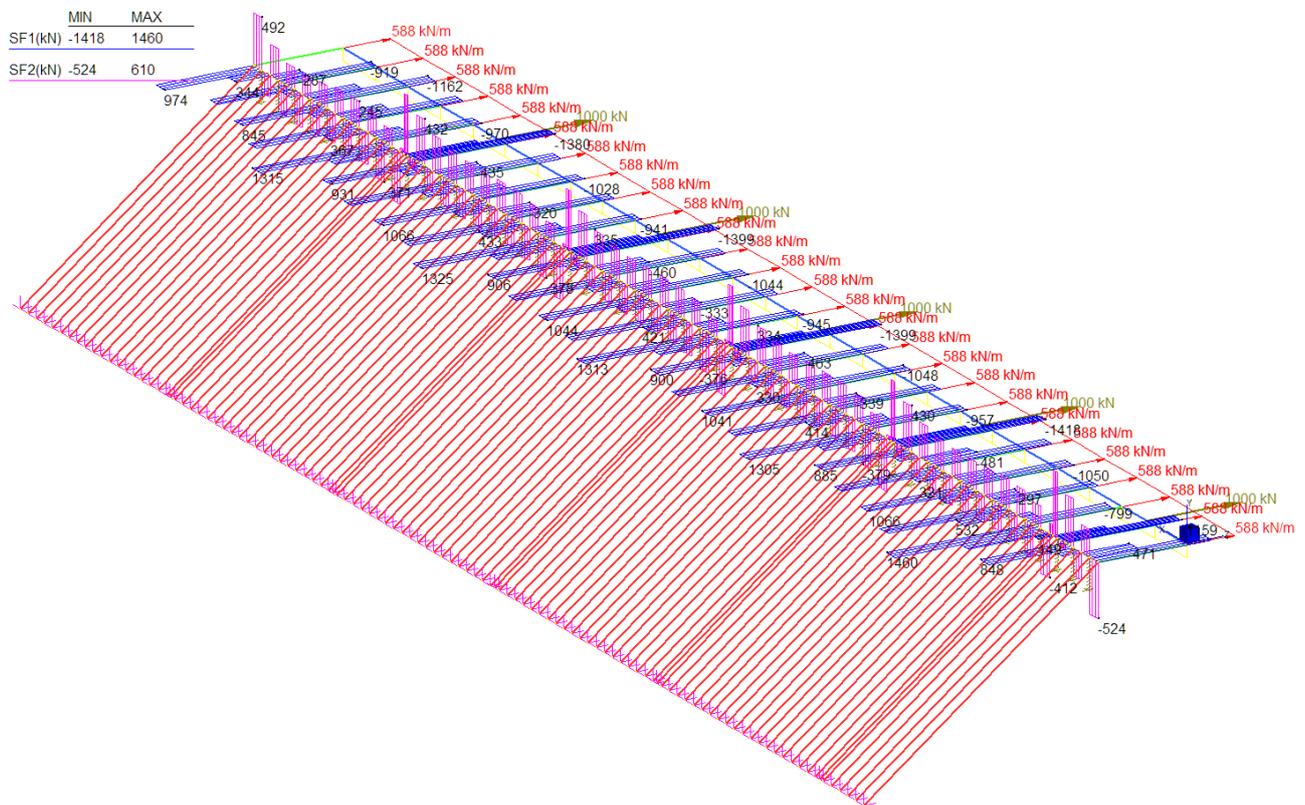


Figura 10. Taglio cordolo pali [kN]