



COMUNE DI CIVITAVECCHIA



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

COMMITTENTE:

ROMA MARINA YACHTING

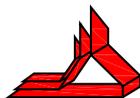


R M Y

Via Alessandro Cialdi, 4 - 00053 Civitavecchia
Tel. 0766 366566 Fax 0766 366565
E-mail: romamarinayachting@legalmail.it

Roma Marina Yachting S.r.l.
Il Presidente
Dr. Guido Azzopardi

PROGETTISTA:



Rogedil Servizi s.r.l.

Via Ada Negri, 66 - 00137 ROMA
Tel. 06 82002948 Fax 06 82097772
email: servizi@rogedil.com

ROGEDIL Servizi S.r.l.
Il Presidente

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Franco PORTOGHESI



PROGETTO:

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA

PROGETTO DEFINITIVO

CONFERENZA DEI SERVIZI - ai sensi dell'art. 6 del D.P.R. n° 509/1997

N° progetto	Commessa	N° progr.	N° elaborato	Rev	Cap	Tip
003 19	CIV RMY D	039	001 0	0	M	R

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA
OPERE MARITTIME

OPERE MARITTIME

Scala	Plot 1=1	File 00319CIVRMYD03900100MR	Redatto Ing. COSIMI	Controllato Ing. GUERRA	Approvato Ing. PORTOGHESI
	Dim	Tipo			

	DATA	REV	DESCRIZIONE	CODICE
P	MARZO 2016	0	Emissione per richiesta concessione demaniale	04/16
	AGOSTO 2018	1	Emissione per adeguamento prescrizioni	16/18
D	APRILE 2019	0	Emissione per approvazione Enti	03/19

INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	6
3.	NORMATIVE, DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO E SOFTWARE UTILIZZATI.....	8
3.1.	Normative di riferimento	8
3.2.	Documenti di riferimento	8
3.3.	Software utilizzati.....	9
4.	MATERIALI	10
4.1.	Acciaio per tubi	10
4.2.	Acciaio per getti in cemento armato.....	10
4.3.	Calcestruzzo per getti in opera	10
5.	IL REGIME DEI VENTI	12
5.1.	Inquadramento geografico del paraggio ed individuazione dei settori di traversia	12
5.2.	Fetches geografici ed efficaci	12
4.1.	Fonti di dati meteomarini a disposizione.....	15
4.2.	Regime anemologico locale.....	15
6.	CALCOLO DELLE AZIONI DI PROGETTO	17
6.1.	Azione del vento.....	17
7.	PONTILI GALLEGGIANTI ED ARREDI DI BANCHINA	20
7.1.	Arredi di banchina	20
7.1.1.	Bitte e tirafondi.....	20
7.1.2.	Catene, corpi morti	26
7.1.3.	Boe.....	28
7.1.4.	Parabordi	28
7.2.	Pontili galleggianti.....	33
7.2.1.	Pennello a T – Banchina San Teofanio	33
7.2.2.	Pennelli di ormeggio – Calata Principe Tommaso	34
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE E GEOTECNICO DEI PALI DEI PONTILI	35

8.1.	Caratterizzazione geomeccanica delle litologie attraversate	35
8.2.	Definizione del modello di riferimento per le analisi	36
8.3.	Proprietà e modelli costitutivi dell'ammasso e degli elementi strutturali	37
8.4.	Costruzione per fasi (Staged Construction).....	39
8.5.	Azioni agenti sui punti di ancoraggio.....	42
8.6.	Analisi dei risultati	45
9.	VERIFICA PALI DEI PONTILI.....	53
9.1.	Verifica agli SLE (Spostamenti).....	53
9.2.	Verifica agli SLU (Resistenza).....	53

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Planimetria di intervento	7
Figura 2.	Fetch geografici Civitavecchia.....	13
Figura 3.	Fetch “efficaci”	14
Figura 4.	Fetch geografici ed efficaci al largo di Civitavecchia.....	15
Figura 5.	Distribuzione direzionale degli stati di vento osservati alla stazione meteorologica di Civitavecchia.....	16
Figura 6.	Regression Area laterale.....	18
Figura 7.	Planimetria ormeggi	20
Figura 8.	Schematizzazione delle forze in gioco nella stabilità di un corpo morto	26
Figura 9.	Trelleborg AB_2007	30
Figura 10.	Input geometrico (Modello geometrico) e discretizzazione degli elementi finiti (mesh).....	36
Figura 11.	Distribuzione dei nodi e dei punti di Gauss	38
Figura 12.	Definizione della falda e delle pressioni interstiziali	38
Figura 13.	Parametri dell'elemento palo	39
Figura 14.	Fase 1_Geostatica	40
Figura 15.	Stato tensionale Fase 1	40
Figura 16.	Fase 2_ External Load_Pile SLE	41
Figura 17.	Stato tensionale Fase 2.....	41
Figura 18.	Fase 3_ External Load_Pile SLU	42
Figura 19.	Stato tensionale Fase 3.....	42

Figura 20.	Schematizzazione carico su palo.....	43
Figura 21.	Definizione di alcuni nodi caratteristici	45
Figura 22.	Fasi di realizzazione	45
Figura 23.	Mesh deformata.....	46
Figura 24.	Vertical displacement U_y $-6,16 \cdot 10^{-3}$ m	46
Figura 25.	Horizontal displacement U_x $17,08 \cdot 10^{-3}$ m	47
Figura 26.	Total displacement U_{tot} $17,71 \cdot 10^{-3}$ m	47
Figura 27.	Total phase displacement dU_{tot} $17,71 \cdot 10^{-3}$ m	48
Figura 28.	Total Displacement nella condizione più sfavorevole $120,96 \cdot 10^{-3}$ m_Vertical Displacement nella condizione più sfavorevole $-4,72 \cdot 10^{-3}$ m_Horizontal Displacement nella condizione più sfavorevole $-120,96 \cdot 10^{-3}$ m	48
Figura 29.	Sforzo normale nella condizione più sfavorevole $-24,10$ kN/m_Taglio nella condizione più sfavorevole $66,67$ kN/m_Momento flettente nella condizione più sfavorevole $369,12$ kNm/m.....	49
Figura 30.	Mesh deformata.....	49
Figura 31.	Vertical displacement U_y $-7,13 \cdot 10^{-3}$ m	50
Figura 32.	Horizontal displacement U_x $25,91 \cdot 10^{-3}$ m	50
Figura 33.	Total displacement U_{tot} $26,33 \cdot 10^{-3}$ m	51
Figura 34.	Total phase displacement dU_{tot} $26,33 \cdot 10^{-3}$ m	51
Figura 35.	Total Displacement nella condizione più sfavorevole $182,27 \cdot 10^{-3}$ m_Vertical Displacement nella condizione più sfavorevole $-4,71 \cdot 10^{-3}$ m_Horizontal Displacement nella condizione più sfavorevole $182,21 \cdot 10^{-3}$ m.....	52
Figura 36.	Sforzo normale nella condizione più sfavorevole $-24,10$ kN/m_Taglio nella condizione più sfavorevole $99,56$ kN/m_Momento flettente nella condizione più sfavorevole $553,76$ kNm/m.....	52
Figura 37.	Calcolo del carico di rottura	54

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1.	Descrizione delle condizioni ambientali - Tab. 4.1.III-NTC 08	10
Tabella 2.	Criteri di scelta stato limite di fessurazione - Tab. 4.1.IV-NTC 08.	11
Tabella 3.	Stazione A.M. di Civitavecchia	16
Tabella 4.	Coefficienti di “drag” tipici.....	17
Tabella 5.	Area laterale dell’opera viva delle imbarcazioni.....	18

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

Tabella 6.	Valori delle azioni dovute al vento	19
Tabella 7.	Dimensioni catene alla genovese	28
Tabella 8.	Fattori di impatto anomalo “PIANC”	30

1. PREMESSA

Il presente elaborato, redatto in conformità al D.M. 14 aprile 1998 e ai sensi dell'art. 26, comma "c" del D.P.R. 207/2010 così come aggiornato dal D.lgs. 50/2016, costituisce la relazione di calcolo riguardante il dimensionamento dei sistemi di ormeggio previsti nell'ambito del progetto definitivo dal titolo "Realizzazione di un approdo turistico all'interno del Porto di Civitavecchia" promosso dalla Società Roma Marina Yachting S.r.l. nell'ambito della procedura di cui al D.P.R. n. 509/97, finalizzata al rilascio della concessione demaniale marittima.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'area di intervento si inserisce a sud est dell'attuale Porto di Civitavecchia, in zona ben protetta dall'antemurale C. Colombo esistente.

In base a tali considerazioni si è ritenuto opportuno non procedere alla redazione dello studio idraulico marittimo ma di riportare comunque, ad integrazione di quanto già esposto negli elaborati progettuali, considerazioni di carattere generale utili ad inserire la progettazione nel contesto idraulico marittimo generale del Porto di Civitavecchia. Gli interventi non apportano modifiche né all'agitazione interna portuale, né alla qualità delle acque, né al regime della dinamica litoranea locale.

Le opere previste si inseriscono in un tessuto portuale esistente senza modificare in maniera sostanziale l'attuale utilizzo delle aree, limitando l'azione ad una ristrutturazione e riqualificazione generale della superficie d'intervento al fine di renderla adatta ad accogliere un approdo turistico. Il progetto prevede anche l'installazione di tre pontili galleggianti sulle banchine delle darsene esistenti opportunamente riqualificate, di cui uno avente configurazione a T sulla banchina San Teofanio ed ulteriori 2 lineari installati in seconda fase sulla Calata Principe Tommaso.

I pontili di ormeggio sono realizzati mediante elementi modulari prefabbricati galleggianti ad alto dislocamento, vincolati al fondale, per il pontile principale a “T”, mediante pali in acciaio zincato adeguatamente verificati in funzione delle diverse dimensioni delle unità da diporto costituenti la flotta. In particolare, i moduli galleggianti sono internamente dotati di cursori scorrevoli “collari ammortizzati” che ne assecondano il movimento verticale (sussulto) in funzione delle condizioni meteo marine (maree) e che al contempo irrigidiscono il sistema di ormeggio, garantendone la sicurezza.

Le dimensioni dei pontili risultano:

- pontile a T sulla banchina San Teofanio (banchina 2): larghezza 4,90 m da circa 92,15 m (perpendicolare alla banchina) e 147,45 m (parallelo alla banchina);
- pontili sulla Calata Principe Tommaso (banchina 3): larghezza 2,54 e due pontili da circa 41,80 m e 58,20 m.

Di seguito si riporta la configurazione finale delle banchine e la loro estensione:

FASE 1

- banchina n° 7 Guglielmotti: 229 m;
- banchina n° 6 Michelangelo: 179 m;
- banchina n° 5 dello sporgente Sardegna: 105 m;
- testata dello sporgente Sardegna: 25 m;
- banchina n° 2 San Teofanio: tratto di 92,25 m;
- pontile di testata della banchina San Teofanio: 147,45 m.

FASE 2

- banchina n° 4 dello sporgente Sardegna: 60 m;
- banchina n° 3 della calata Principe Tommaso: 205 m;
- pontile 1 della calata Principe Tommaso: 41,80 m;
- pontile 2 della calata Principe Tommaso: 58,20 m

3. NORMATIVE, DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO E SOFTWARE UTILIZZATI

3.1. Normative di riferimento

Il progetto dell'opera in oggetto è stato condotto nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni. I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- Australian Standard – Guidelines for design of marinas – AS 3962_2001;
- Australian Standard – Structural design actions – AS 1170.2_2002;
- "Linee guida per la progettazione di sistemi di parabordo_2002", rilasciato dall'Associazione Internazionale di Navigazione;
- UNI EN 1563:2004 "Fonderia – Getti di ghisa a grafite sferoidale";
- UNI EN 10025-1:2005 "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche generali di fornitura";
- Trelleborg AB, 2007;
- D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 - "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- Guidelines for superyacht marinas_René Bouchet, Senior expert in maritime works_Jean Baptiste Borea D'Olmo, Technical Advisor of the Monegasque Government and General manager of the Monaco harbours_2010.
- UNI EN 10088-1:2014 "Acciai inossidabili - Parte 1: Lista degli acciai inossidabili";
- UNI 11104:2016 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206";
- "Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018 D.M. 17 Gennaio 2018";
- Circolare Ministeriale 21 Gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. – "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018";

3.2. Documenti di riferimento

Di seguito si riporta la documentazione consultata per la redazione della presente relazione di calcolo:

- Code of practice for Design of Fendering and Mooring Systems. BS 6349: Part4;
- Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways EAU2004;
- Guidelines for the Design of Fender Systems. PIANC 2002;
- On Fender design and Berthing Velocities - 24th PIANC Congress - J.U. Brolsma et al.;
- The Berthing Ship - F. Vasco Costa;
- High Performance Fenders - section 1 - Trelleborg Marine Systems;
- Fender Design - section 12 - Trelleborg Marine Systems;
- Marine Fendering Systems - Fentek Marine Systems;
- Lineamenti di costruzioni marittime - G. Matteotti.

3.3. Software utilizzati

Ai fini dell'esecuzione dei calcoli geotecnici e strutturali, nonché nella redazione della presente relazione, si è fatto uso dei seguenti software unitamente a fogli di calcolo sviluppati su Excel:

- PLAXIS V8.2 “Finite element code for soil and rock analyses (An Delft, Netherlands)”;
- Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo V7.7-VCASLU (Piero Gelfi);
- Flex 62++ “Calcolo travi, profili e componenti meccanici”.

4. MATERIALI

4.1. Acciaio per tubi

Si prevede l'impiego di pali in acciaio tipo S355 GP.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

modulo elastico	$E_s = 210000$	N/mm ²
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355$	N/mm ²
coefficiente parziale per verifiche sezionali	$\gamma_M = 1.05$	
tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = 338$	N/mm ²

4.2. Acciaio per getti in cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450 C controllati in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk,nom} \geq 450$	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk,nom} \geq 540$	N/mm ²
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_s < 0.80 * f_{yk} = 360$	N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_c = 1.15$	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.30$	N/mm ²

4.3. Calcestruzzo per getti in opera

Per la realizzazione delle strutture in c.a. in opera si prevede, in ottemperanza alla normativa UNI 11104, l'utilizzo di calcestruzzo di classe di esposizione XS3 a cui corrisponde un calcestruzzo di classe di resistenza $R_{ck} \geq 45$ N/mm², dotato delle seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 37.35$	N/mm ²
Resistenza a compressione in campo elastico	$f_{cE} = 0.6 * f_{ck} = 22.41$	N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 * R_{ck}^{2/3} = 3.41$	N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.39$	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.49$	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio		
Per combinazione rara:	$\sigma_s < 0.60 * f_{ck} = 22.41$	N/mm ²
Per combinazione quasi permanente:	$\sigma_s < 0.45 * f_{ck} = 16.80$	N/mm ²

In relazione alla classe di esposizione considerata, le condizioni ambientali vengono definite in base a quanto indicato nella tabella seguente:

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

Tabella 1. Descrizione delle condizioni ambientali - Tab. 4.1.III-NTC 08

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

Nel caso in questione le condizioni ambientali vengono definite “molto aggressive”.

Inoltre, trattandosi di armature di acciaio ordinario la sensibilità delle armature alla corrosione viene valutata come “poco sensibile”. Nella tabella seguente sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Nel caso specifico che si sta esaminando rientriamo nel “gruppo di esigenze c” e la verifica da effettuare è quella di apertura delle fessure con limite di apertura delle fessure $w_1=0.2$ mm.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinaz. di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi perm.	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi perm.	decompres.	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	formaz fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi perm.	decompres.	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 2. Criteri di scelta stato limite di fessurazione - Tab. 4.1.IV-NTC 08.

5. IL REGIME DEI VENTI

5.1. Inquadramento geografico del paraggio ed individuazione dei settori di traversia

Ponendosi al largo del porto di Civitavecchia su fondali di circa -100 m, ad una distanza di circa 12 Km dal porto, il paraggio è esposto al mare aperto per un ampio settore di traversia così delimitato: a Nord dal promontorio dell'Argentario e dall'Isola del Giglio (300 °N); a Sud da Capo Linaro (140°N). La traversia geografica (fig.2) è limitata a sud dalla costa siciliana (distante circa 490 Km) e dalla costa Nord Africana (distante circa 600 Km); a ovest dalla costa della Sardegna (distante circa 220 Km) e della Corsica (distante circa 180 Km).

5.2. Fetches geografici ed efficaci

Per un'analisi del settore di traversia, più propriamente mirata alla valutazione delle possibili condizioni di esposizione agli stati di mare è ormai prassi consolidata fare riferimento, in luogo dei settori di traversia geografica, al “fetch efficace¹”. A tal proposito, considerati i limiti geografici relativi alle diverse direzioni contenute entro il settore di traversia del paraggio in esame, si è determinato il settore “efficace” secondo il criterio di Seymour.

I fetch geografici sono limitati ad una estensione geografica massima di 500 km per tenere conto del fatto che nel Mar Mediterraneo le perturbazioni cicloniche hanno estensioni massime dell'ordine dei 500 km. Il fetch efficace massimo che ne deriva è pari a circa 300 km ed è riferibile al settore sud-sud-ovest (180°-210°N mezzogiorno-libeccio). Per il calcolo dei fetch efficaci si fa riferimento ad una relazione, derivata dalla teoria di ricostruzione indiretta del moto ondoso nota come metodo S.M.B. (Sverdrup, Munk e Bretshneider, 1947) e successivi aggiornamenti (Saville 1954, Seymour 1977, S.P.M. 1984, Smith 1991), di seguito riportata nella sua forma più generale:

$$F_{e,w} = \frac{\sum_{\phi_i=\phi_w-\theta}^{\phi_w+\theta} F_i * \cos^{n+1}(\phi_i - \phi_w)}{\sum_{\phi_i=\phi_w-\theta}^{\phi_w+\theta} \cos^n(\phi_i - \phi_w)}$$

Dove:

- ϕ_w è la direzione media (riferita al Nord geografico) di possibile provenienza del vento;
- $\phi_i \leq \phi_w \pm \theta$ direzione i-esima (riferita al nord geografico) relativa ad un settore di 2θ ;
- $F_{e,w}$ è la lunghezza del fetch efficace relativa alla direzione ϕ_w ;
- F_i è la lunghezza del fetch geografico relativa alla direzione i-esima ϕ_i ;
- n è il termine esponenziale definito in funzione della legge di distribuzione direzionale degli spettri di moto ondoso.

Il programma di calcolo utilizzato fornisce anche la legge di deviazione direzionale tra la direzione media del vento e la direzione del moto ondoso generato.

Riferendosi ai settori di traversia geografica superiori a 100 Km le massime deviazioni della direzione di moto ondoso generata dal vento si hanno dai settori di ponente e maestrale ($\Delta\theta = 20^\circ - 30^\circ$). Per una attenta analisi

¹ Si definisce come “fetch efficace” la porzione di mare che costituisce, sotto l'azione diretta dei venti, l'area di generazione dell'evento di moto ondoso.

del regime dei venti sono stati analizzati i dati delle stazioni anemometriche di Civitavecchia (Marina Militare – M.M.: periodo dal 1946 al 1962 – quota +19 m s.l.m. e Aeronautica Militare - A.M. 214: periodo da gennaio 1951 a dicembre 1977 – quota +3 m s.l.m.).

La distribuzione delle frequenze annuali, per settori di provenienza (8 con ampiezza di 45° o 16 da 22.5°) e 5 classi di intensità del vento (più le calme), è stata sintetizzata nella tabella seguente, e rappresentate graficamente nella conseguente rosa. Si nota una certa variabilità dei regimi di vento nelle diverse stazioni (in termini sia di direzione che di intensità) a causa delle diverse esposizioni anemometriche.

Appare chiaro che i venti locali regnanti (più frequenti) sono diretti lungo l'asse sud-est (scirocco) - nord-ovest (maestrale), mentre i venti dominanti (più forti) sono diretti lungo l'asse sud-ovest (libeccio) – nord-est (grecale). Si nota inoltre che i venti più intensi (con la velocità del vento maggiore di 25 nodi) hanno una frequenza di circa 2% (circa 6 giorni l'anno).

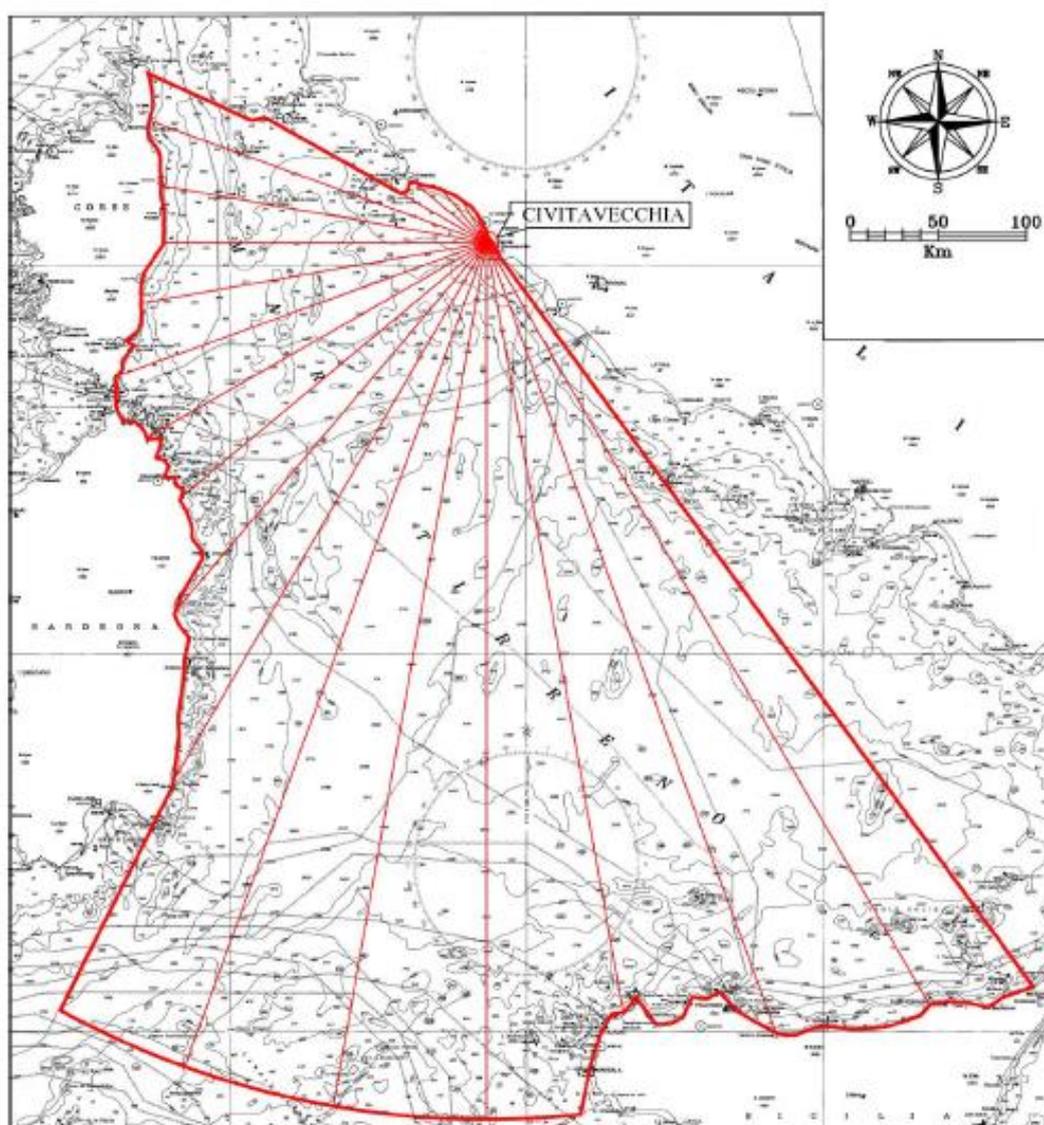


Figura 2. Fetch geografici Civitavecchia

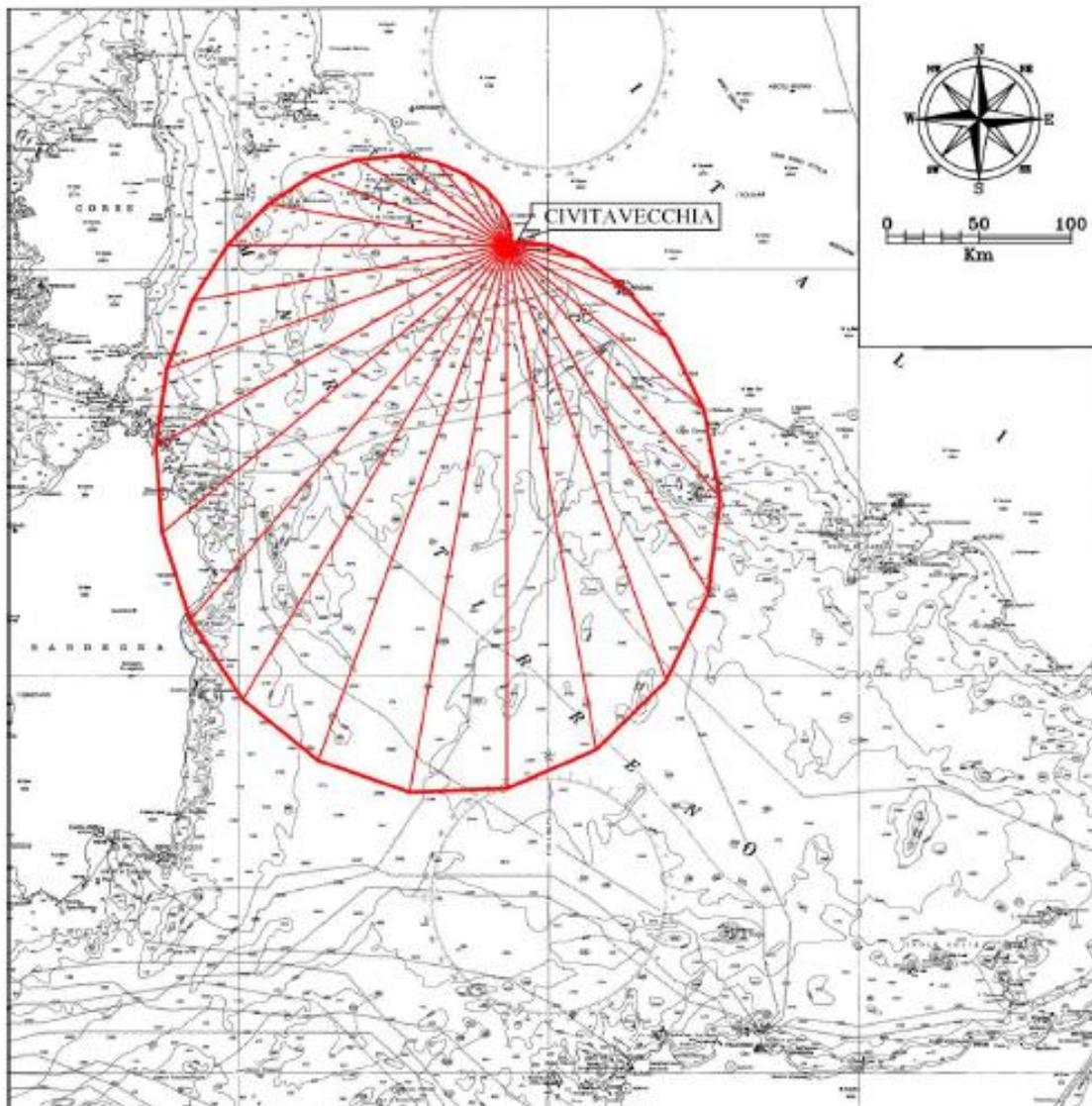


Figura 3. Fetch “efficaci”

Direzione (°Nord)	Fetch Geografico (km)	Fetch efficace (km)	Deviazione vento-mare (°)	Direzione (°Nord)	Fetch Geografico (km)	Fetch efficace (km)	Deviazione vento-mare (°)
0	6,75	14,71	-43	180	500	296,23	5
10	3,87	9,46	-46	190	500	302,72	0
20	2,85	6,23	-49	200	500	298,81	-4
30	2,5	4,41	-51	210	356,85	286	-8
40	2,33	3,31	62	220	275,97	266,69	-11
50	2,28	2,72	59	230	227,26	243,59	-15
60	2,36	2,67	55	240	222,49	219,53	-17
70	2,54	4,68	51	250	224,59	195,88	-20
80	2,71	10,96	48	260	198,93	173,04	-21
90	2,93	23,11	44	270	183,22	151,41	-23
100	3,62	42,17	40	280	186,89	131,12	-24
110	4,29	68,42	35	290	203,24	111,99	-26
120	5,99	101,32	31	300	144,99	93,74	-27
130	8,84	139,35	27	310	53,43	76,1	-29
140	18,95	179,62	22	320	39,99	59,52	-31
150	502	218,55	18	330	27,95	44,72	-33
160	480,74	252,61	13	340	18,71	32,3	-37
170	445,74	279,17	9	350	9,8	22,29	-40

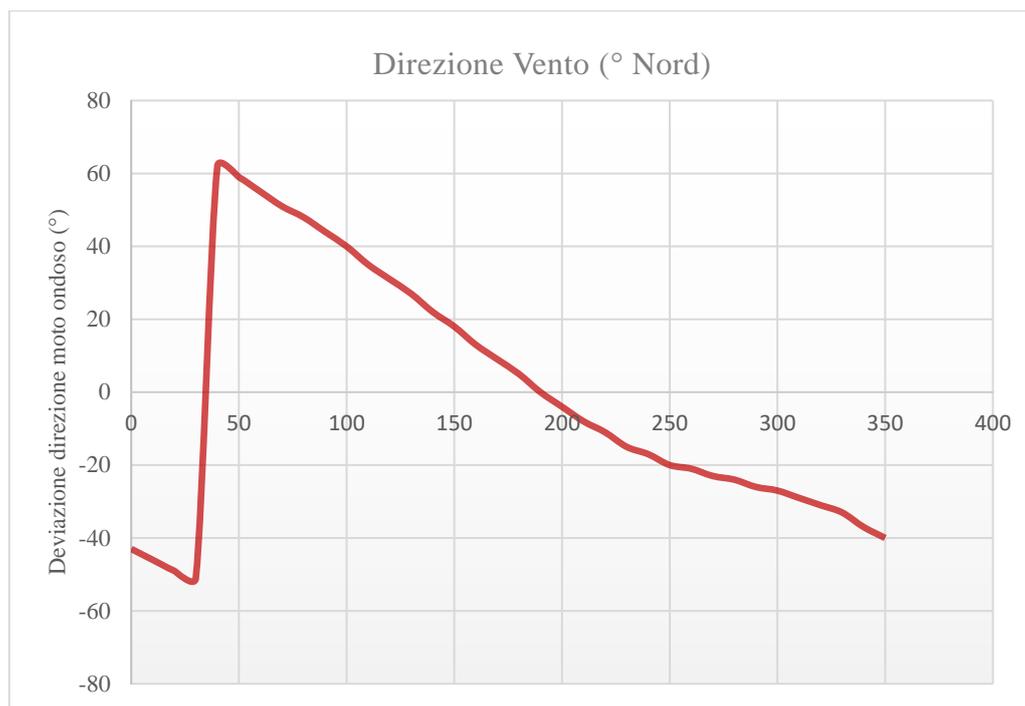


Figura 4. Fetch geografici ed efficaci al largo di Civitavecchia

4.1. Fonti di dati meteomarini a disposizione

Sono innumerevoli gli studi e le fonti disponibili sui dati meteomarini per il Porto di Civitavecchia. I dati riportati nella presente relazione sono estratti dall'elaborato “Studio meteomarino” allegato alla progettazione “Opere strategiche per il Porto di Civitavecchia: prolungamento Antemurale C. Colombo, Darsene Servizi e Traghetti” nonché agli studi a corredo della variante al Piano Regolatore Portuale di Civitavecchia.

4.2. Regime anemologico locale

La conoscenza del “clima anemologico” locale, cioè della distribuzione di frequenza della velocità e direzione del vento, è di grande importanza in quanto influenza in maniera determinante la scelta della ubicazione e configurazione planimetrica del porto, con particolare riguardo all'orientamento delle dighe frangiflutti, dell'imboccatura e l'ubicazione delle banchine di ormeggio.

È noto infatti che le imbarcazioni rispondono molto meglio alle azioni di venti longitudinali (paralleli all'asse longitudinale della barca) piuttosto che trasversali, in particolar modo durante le delicate manovre negli spazi ristretti del bacino portuale ed in fase di stazionamento.

Per una attenta analisi del regime dei venti sono stati analizzati i dati delle stazioni anemometriche di Civitavecchia (Marina Militare – M.M.: periodo dal 1946 al 1962 – quota +19 m s.l.m. e Aeronautica Militare - A.M. 214: periodo da gennaio 1951 a dicembre 1977 – quota + 3m s.l.m.), Fiumicino (A.M.242: periodo da dicembre 1958 a dicembre 1980 – quota +2 m s.l.m.) e Monte Argentario (A.M.168: periodo da gennaio 1961 a dicembre 1977 – quota +631 m s.l.m.).

La distribuzione delle frequenze annuali, per settori di provenienza (8 con ampiezza di 45° o 16 da 22.5°) e 5 classi di intensità del vento (più le calme), è stata rappresentata graficamente nella rosa. Si nota una certa variabilità dei regimi di vento nelle diverse stazioni (in termini sia di direzione che di intensità) a causa delle

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

diverse esposizioni anemometriche. Appare chiaro che i venti locali regnanti (più frequenti) sono diretti lungo l'asse sud-est (scirocco) - nord-ovest (maestrale), mentre i venti dominanti (più forti) sono diretti lungo l'asse sud-ovest (libeccio) – nord-est (grecale). Si nota inoltre che i venti più intensi (con la velocità del vento maggiore di 25 nodi) hanno una frequenza di circa 2% (circa 6 giorni l'anno).

Direzione e velocità del vento							
Distribuzione delle frequenze annuali (*) (media sul periodo 1951 - 1977)							
DIR (°N)	Classi di velocità (nodi)						Totali
	0 - 1	2 - 4	5 - 7	8 - 12	13 - 23	24 - 99	
0,0 - 22,5		2,93	3,96	5,02	8,71	1,63	22,25
22,5 - 45,0		4,99	6,91	7,5	10,14	1,49	31,03
45,0 - 67,5		5,52	9,15	10,26	9,29	0,36	34,58
67,5 - 90,0		11,98	17,16	15,77	7,01	0,1	52,02
90,0 - 112,5		18,35	23,82	24,19	9,96	0,33	76,65
112,5 - 135,0		20,31	25,54	28,44	14,59	1,12	90
135,0 - 157,5		15,49	20,7	22,1	15,43	0,96	74,68
157,5 - 180,0		11,67	15,46	16,27	10,34	0,62	54,36
180,0 - 202,5		7,99	11,08	11,65	8,77	1,23	40,72
202,5 - 225,0		6,91	8,88	8,6	8,17	1,71	34,27
225,0 - 247,5		4,31	5,82	6,5	8,83	2,96	28,42
247,5 - 270,0		4,97	6,84	7,25	7,46	2,9	29,42
270,0 - 292,5		6,68	10,35	11,84	7,88	1,83	38,58
292,5 - 315,0		7,64	14,84	19	10,5	1,36	53,34
315,0 - 337,5		10,2	18,93	25,87	15,79	1,86	72,65
337,5 - 360		5,09	8,37	11,89	10,38	2,04	37,77
VARIABILI		0,24	0,52	0,24	0,2	0	1,2
0 - 5 m/s	228,06						228,06
Totali	228,06	145,27	208,33	232,39	163,45	22,5	1000

Tabella 3. Stazione A.M. di Civitavecchia

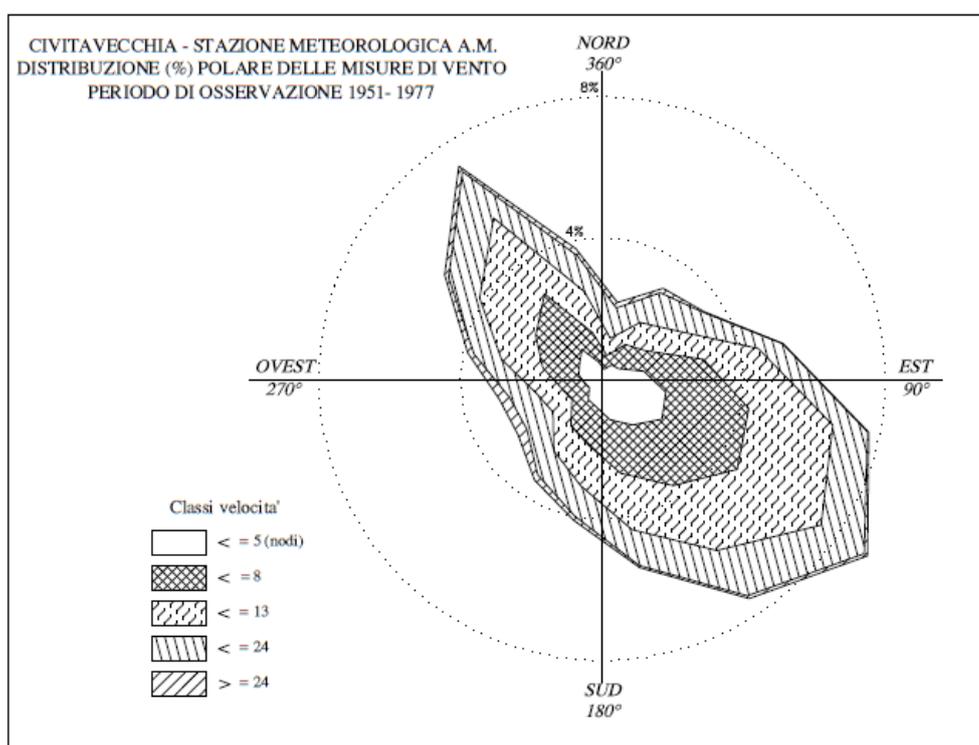


Figura 5. Distribuzione direzionale degli stati di vento osservati alla stazione meteorologica di Civitavecchia

6. CALCOLO DELLE AZIONI DI PROGETTO

6.1. Azione del vento

Per tener conto delle azioni delle correnti sull'opera viva dell'imbarcazione, viene utilizzata una formula tratta dalle Australian Standard – Guidelines for design of marinas – AS 3962_2001 che di seguito si rappresenta:

$$q_z = 0,0006 * V^2$$

Dove:

q_z = pressione del vento in kPa;

V = velocità del vento in m/s.

In base alle analisi statistiche e facendo riferimento alle Normative Tecniche per le costruzioni 2018, è stato ritenuto congruo indicare come velocità di progetto un'intensità ricavata, considerando un periodo di ritorno $T = 50$ anni, pari a 27 m/s.

Nel caso specifico per ancoraggi di tipo permanente si è fatto riferimento ad un'azione del vento totale non ridotta di fattori riduttivi.

La forza del vento sulle imbarcazioni può essere dedotta dalla seguente equazione che tiene conto dell'area laterale delle imbarcazioni e del coefficiente di "drag":

$$F_D = C_D * A * q_z$$

Dove:

F_D = forza nella direzione del vento in kN;

C_D = coefficiente di "drag";

A = area laterale dell'opera viva in m^2 .

Per la determinazione del coefficiente di "drag" si è fatto riferimento alla Tabella 4.3 delle Australian Standard che di seguito si riporta.

Vessel Or Structures		Coefficient Of Drag
Vessel	Bow to wind	0,7 to 0,9
	Stern to wind	0,9 to 1,1
	Beam to wind	0,9 to 1,1
Tubular Piles		1,20
Rectangular Members		2,00

Tabella 4. Coefficienti di "drag" tipici

Nel caso in esame si è fatto riferimento alle imbarcazioni, nello specifico in favore di sicurezza si è considerato un parametro C_D pari a 1,1 che deriva dalla condizione "Beam to wind".

Per la determinazione dell'area laterale dell'opera viva delle imbarcazioni soggetta all'azione del vento si è fatto riferimento alla Tabella 4.4 delle Australian Standard che di seguito si riporta.

Vessel Lenght [m]	Motor Vessels		Yachts	
	Exposed area [m ³]		Exposed area [m ³]	
	Head	Beam	Head	Beam
8	5	16	4	11
10	7	22	5	15
12	11	29	6	20
15	18	45	9	28
18	22	64	11	40
20	24	76	12	44
25	30	95	15	60
30	45	120	35	92
35	54	167	36	122
40	78	213	40	182
45	85	264	50	210
50	90	285	60	249

Tabella 5. Area laterale dell'opera viva delle imbarcazioni

Nel caso in esame si è fatto riferimento alle imbarcazioni a motore “Motor Vessels”, prendendo il valore dell'area dalla condizione “beam”. Per le imbarcazioni di lunghezza superiore a 50 m, si è proceduto ad elaborare una regressione dei dati certi che generano una linea di tendenza pari a:

$$y = 6,5939 * Vessel\ Lenght - 52,909$$

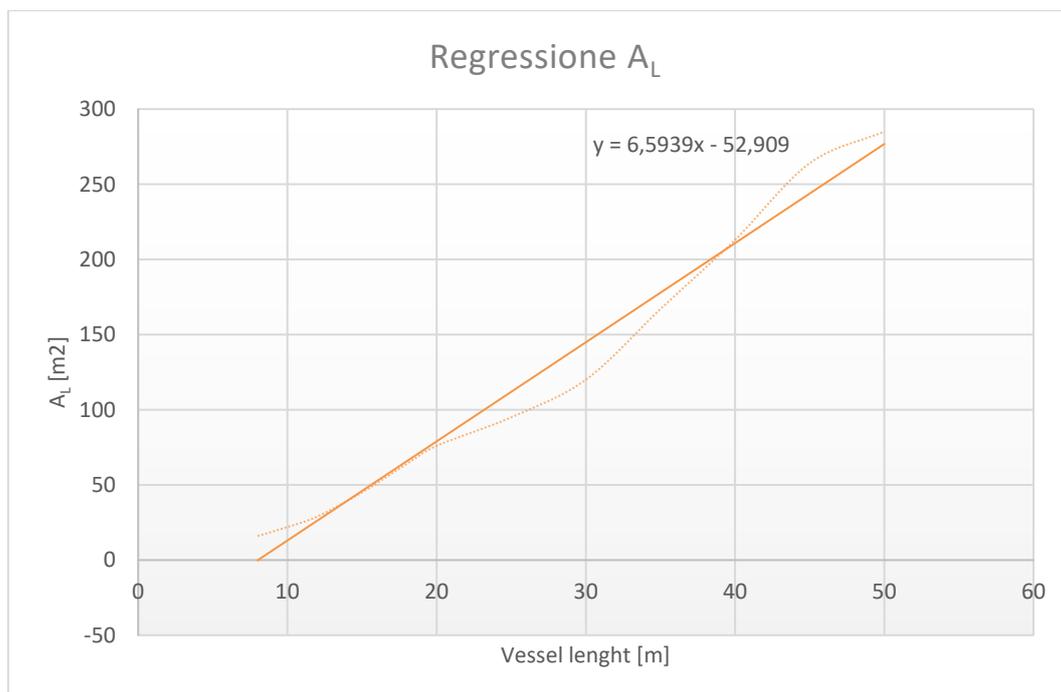


Figura 6. Regressione Area laterale

Considerando le varie tipologie di imbarcazioni presenti nella planimetria degli ormeggi, si determinano i valori delle forzanti complessive, considerando un angolo di inclinazione zenitale in favore di sicurezza pari a 45°.

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

Boat [m]	Wind Pressure	Design Wind Speed	Coefficient Of Drag	Projected Area Of Elements	Force In Direction Of Wind		
	q_z [Kpa]	V [m/s]	C_D	A [m]	F_D [kN]	F_D [t]	Angolazione
8,000	0,437	27,000	1,100	16,000	7,698	0,770	1,257
10,000	0,437	27,000	1,100	22,000	10,585	1,059	1,729
12,000	0,437	27,000	1,100	29,000	13,953	1,395	2,279
15,000	0,437	27,000	1,100	45,000	21,651	2,165	3,536
20,000	0,437	27,000	1,100	76,000	36,567	3,657	5,971
25,000	0,437	27,000	1,100	95,000	45,708	4,571	7,891
30,000	0,437	27,000	1,100	120,000	57,737	5,774	10,659
35,000	0,437	27,000	1,100	167,000	80,350	8,035	14,834
40,000	0,437	27,000	1,100	213,000	102,483	10,248	18,920
50,000	0,437	27,000	1,100	285,000	137,125	13,712	27,425
60,000	0,437	27,000	1,100	342,725	164,899	16,490	32,980

Tabella 6. Valori delle azioni dovute al vento

7. PONTILI GALLEGGIANTI ED ARREDI DI BANCHINA

7.1. Arredi di banchina

7.1.1. Bitte e tirafondi

Per il dimensionamento delle bitte facendo riferimento alla Tab. 6 della presente relazione di seguito si riporta un quadro di riepilogo nel quale si evincono le tipologie di bitte e relativo sistema di ancoraggio in funzione della tipologia di imbarcazione. In favore di sicurezza si è considerato un angolo azimutale fisso a 45° mentre quello zenitale varia da 45° per le imbarcazioni più lunghe fino a 30° per quelle più corte.

TAGLIO IMBARCAZIONI (m)	60	50-35	30	25-20	<=15
TIPO BITTA (t)	50	30	15	10	5
PROFONDITA' TIRAFONDI (m)	0,5	0,5	0,5	0,45	0,25
NUMERO TIRAFONDI	5	5	5	5	4
DIAMETRO TIRAFONDI (mm)	M36	M30	M24	M20	M16
DIMENSIONI BLOCCO CLS (m)	1,00x1,50	1,00x1,50	1,00x1,00	1,00x1,00	1,00x1,00
DIAMETRO ANCORAGGI (mm)	18	18	14	14	14
NUMERO ANCORAGGI	20	20	16	16	16
DIAMETRO FORO (mm)	40	40	30	30	30
PROFONDITA' ANCORAGGI (mm)	400	400	300	300	300
DIAM. CATENA ORMEGGIO (mm)	38	38	18	18	14
LUNG. CATENA ORMEGGIO (m)			18,00	18,00	11,00
DIAM. CIMA ORMEGGIO (mm)	50	40	32	32	20
LUNG. CIMA ORMEGGIO (m)			11,00	11,00	8,00
DIAM. CIMA RIMANDO BANCH. (mm)	12	12	10	10	8
LUG. RIMANDO ALLA BANCH. (m)			38,00	30,00	20,00

Si riporta di seguito il calcolo seguito per il dimensionamento e le verifiche degli inghisaggi tra blocchi di calcestruzzo e le bitte.

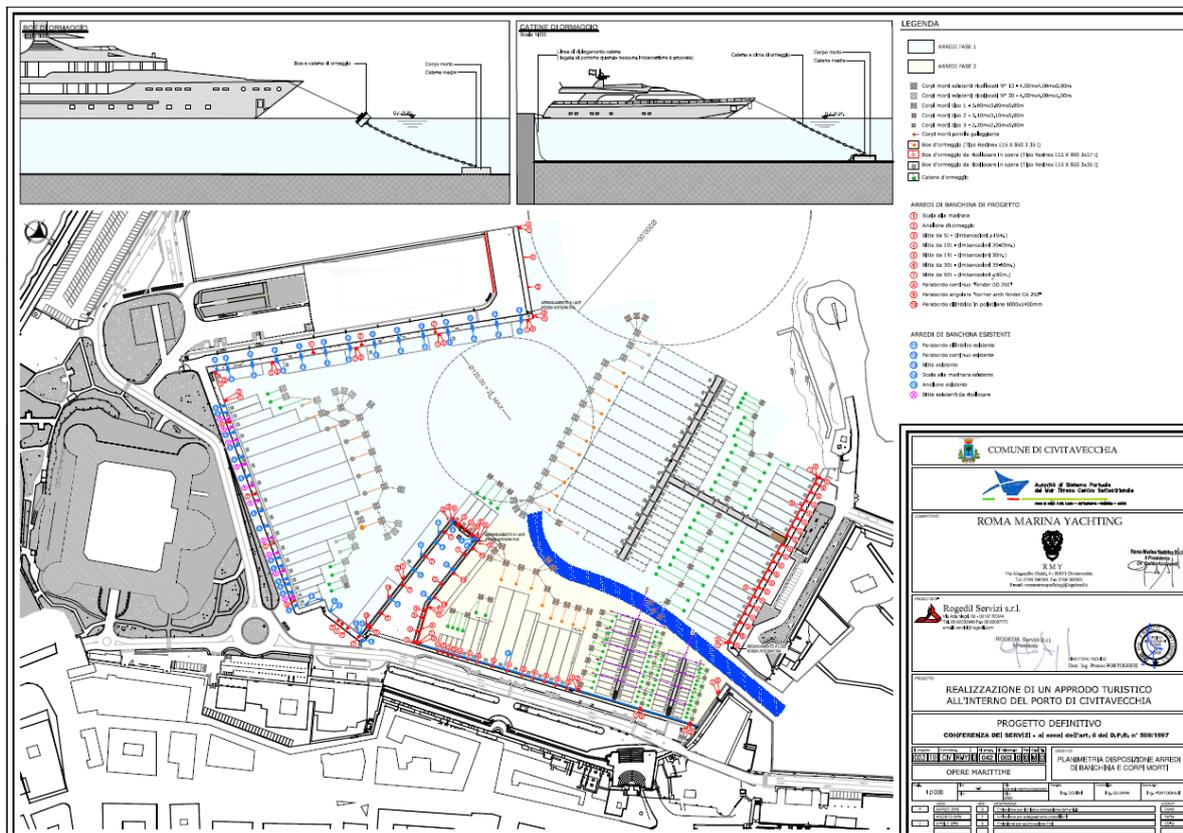


Figura 7. Planimetria ormeggi

Bitte da 50 t

VERIFICHE INGHISAGGI BLOCCHI CLS BITTE

Diametro tondino	18	mm
Area tondino	254,47	mm ²
Numero di tondini	1	nr
Area totale tondino	254,47	mm ²
Resistenza caratteristica a snervamento	450	Mpa
Coefficiente di sicurezza	1,15	
Resistenza di calcolo allo snervamento	391,3	MPa
Azione di sfilamento di calcolo	99,57	kN

Verifica allo sfilamento cls-malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro foro	40	mm
Perimetro singolo foro	125,66	mm
Numero di inghisaggi	1	nr
Perimetro totale inghisaggi	125,66	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	400	mm
Superficie laterale dei fori	50265,48	mm ²

Adesione malta con cls	6	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Adesione della malta con cls (di calcolo)	3	MPa
Azione di sfilamento massima	150,80	kN

Cs	1,51	
VERIFICA	OK	

Verifica allo sfilamento acciaio -malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro tondino	18	mm
Perimetro singolo tondino	56,55	mm
Numero tondini	1	
Perimetro totale tondini	56,55	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	400	mm
Superficie laterale armature	22619,47	mm ²

Resistenza allo sfilamento tondino	30	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Resistenza allo sfilamento tondino (di calcolo)	15	MPa
Azione di sfilamento massima	339,29	kN

Cs	3,41	
VERIFICA	OK	

Verifica del collegamento cassone-sovrastuttura

Diametro tondino	18	mm
Area tondino	254,47	mm ²
Numero totale tondini	20	
Area totale	5089,38	mm ²
Azione di tiro alla bitta	500	kN

Coefficiente parziale per carico accidentale	1,5	
Azione di tiro alla bitta di calcolo	750	kN
Tensione tangenziale (τ_{zx})	147,37	MPa
Tensione ideale (σ_{id})	255,24	MPa

Cs	1,53	
VERIFICA	OK	

Bitte da 30 t

VERIFICHE INGHISAGGI BLOCCHI CLS BITTE

Diametro tondino	18	mm
Area tondino	254,47	mm ²
Numero di tondini	1	nr
Area totale tondino	254,47	mm ²
Resistenza caratteristica a snervamento	450	Mpa
Coefficiente di sicurezza	1,15	
Resistenza di calcolo allo snervamento	391,3	MPa
Azione di sfilamento di calcolo	99,57	kN

Verifica allo sfilamento cls-malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro foro	40	mm
Perimetro singolo foro	125,66	mm
Numero di inghisaggi	1	nr
Perimetro totale inghisaggi	125,66	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	400	mm
Superficie laterale dei fori	50265,48	mm ²

Adesione malta con cls	6	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Adesione della malta con cls (di calcolo)	3	MPa
Azione di sfilamento massima	150,80	kN

Cs **1,51**
VERIFICA **OK**

Verifica allo sfilamento acciaio -malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro tondino	18	mm
Perimetro singolo tondino	56,55	mm
Numero tondini	1	
Perimetro totale tondini	56,55	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	400	mm
Superficie laterale armature	22619,47	mm ²

Resistenza allo sfilamento tondino	30	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Resistenza allo sfilamento tondino (di calcolo)	15	MPa
Azione di sfilamento massima	339,29	kN

Cs **3,41**
VERIFICA **OK**

Verifica del collegamento cassone-sovrastuttura

Diametro tondino	18	mm
Area tondino	254,47	mm ²
Numero totale tondini	20	
Area totale	5089,38	mm ²
Azione di tiro alla bitta	300	kN

Coefficiente parziale per carico accidentale	1,5	
Azione di tiro alla bitta di calcolo	450	kN
Tensione tangenziale (τ_{zx})	88,42	MPa
Tensione ideale (σ_{id})	153,15	MPa

Cs **2,56**
VERIFICA **OK**

Bitte da 15 t

VERIFICHE INGHISAGGI BLOCCHI CLS BITTE

Diametro tondino	14	mm
Area tondino	153,94	mm ²
Numero di tondini	1	nr
Area totale tondino	153,94	mm ²
Resistenza caratteristica a snervamento	450	Mpa
Coefficiente di sicurezza	1,15	
Resistenza di calcolo allo snervamento	391,3	MPa
Azione di sfilamento di calcolo	60,24	kN

Verifica allo sfilamento cls-malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro foro	30	mm
Perimetro singolo foro	94,25	mm
Numero di inghisaggi	1	nr
Perimetro totale inghisaggi	94,25	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	300	mm
Superficie laterale dei fori	28274,33	mm ²

Adesione malta con cls	6	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Adesione della malta con cls (di calcolo)	3	MPa
Azione di sfilamento massima	84,82	kN

Cs **1,41**
VERIFICA **OK**

Verifica allo sfilamento acciaio -malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro tondino	14	mm
Perimetro singolo tondino	43,98	mm
Numero tondini	1	
Perimetro totale tondini	43,98	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	300	mm
Superficie laterale armature	13194,69	mm ²

Resistenza allo sfilamento tondino	30	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Resistenza allo sfilamento tondino (di calcolo)	15	MPa
Azione di sfilamento massima	197,92	kN

Cs **3,29**
VERIFICA **OK**

Verifica del collegamento cassone-sovrastuttura

Diametro tondino	14	mm
Area tondino	153,94	mm ²
Numero totale tondini	16	
Area totale	2463,009	mm ²
Azione di tiro alla bitta	150	kN
Coefficiente parziale per carico accidentale	1,5	
Azione di tiro alla bitta di calcolo	225	kN
Tensione tangenziale (τ_{zx})	91,35	MPa
Tensione ideale (σ_{id})	158,23	MPa

Cs **2,47**
VERIFICA **OK**

Bitte da 10 t

VERIFICHE INGHISAGGI BLOCCHI CLS BITTE

Diametro tondino	14	mm
Area tondino	153,94	mm ²
Numero di tondini	1	nr
Area totale tondino	153,94	mm ²
Resistenza caratteristica a snervamento	450	Mpa
Coefficiente di sicurezza	1,15	
Resistenza di calcolo allo snervamento	391,3	MPa
Azione di sfilamento di calcolo	60,24	kN

Verifica allo sfilamento cls-malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro foro	30	mm
Perimetro singolo foro	94,25	mm
Numero di inghisaggi	1	nr
Perimetro totale inghisaggi	94,25	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	300	mm
Superficie laterale dei fori	28274,33	mm ²

Adesione malta con cls	6	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Adesione della malta con cls (di calcolo)	3	MPa
Azione di sfilamento massima	84,82	kN

Cs **1,41**
VERIFICA **OK**

Verifica allo sfilamento acciaio -malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro tondino	14	mm
Perimetro singolo tondino	43,98	mm
Numero tondini	1	
Perimetro totale tondini	43,98	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	300	mm
Superficie laterale armature	13194,69	mm ²

Resistenza allo sfilamento tondino	30	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Resistenza allo sfilamento tondino (di calcolo)	15	MPa
Azione di sfilamento massima	197,92	kN

Cs **3,29**
VERIFICA **OK**

Verifica del collegamento cassone-sovrastuttura

Diametro tondino	14	mm
Area tondino	153,94	mm ²
Numero totale tondini	16	
Area totale	2463,009	mm ²
Azione di tiro alla bitta	100	kN
Coefficiente parziale per carico accidentale	1,5	
Azione di tiro alla bitta di calcolo	150	kN
Tensione tangenziale (τ_{zx})	60,90	MPa
Tensione ideale (σ_{id})	105,48	MPa

Cs **3,71**
VERIFICA **OK**

Bitte da 5 t

VERIFICHE INGHISAGGI BLOCCHI CLS BITTE

Diametro tondino	14	mm
Area tondino	153,94	mm ²
Numero di tondini	1	nr
Area totale tondino	153,94	mm ²
Resistenza caratteristica a snervamento	450	Mpa
Coefficiente di sicurezza	1,15	
Resistenza di calcolo allo snervamento	391,3	MPa
Azione di sfilamento di calcolo	60,24	kN

Verifica allo sfilamento cls-malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro foro	30	mm
Perimetro singolo foro	94,25	mm
Numero di inghisaggi	1	nr
Perimetro totale inghisaggi	94,25	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	300	mm
Superficie laterale dei fori	28274,33	mm ²

Adesione malta con cls	6	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Adesione della malta con cls (di calcolo)	3	MPa
Azione di sfilamento massima	84,82	kN

Cs **1,41**
VERIFICA **OK**

Verifica allo sfilamento acciaio -malta cementizia tipo EMACO S55

Diametro tondino	14	mm
Perimetro singolo tondino	43,98	mm
Numero tondini	1	
Perimetro totale tondini	43,98	mm
Lunghezza fori degli inghisaggi	300	mm
Superficie laterale armature	13194,69	mm ²

Resistenza allo sfilamento tondino	30	MPa
Coefficiente di sicurezza	2	
Resistenza allo sfilamento tondino (di calcolo)	15	MPa
Azione di sfilamento massima	197,92	kN

Cs **3,29**
VERIFICA **OK**

Verifica del collegamento cassone-sovrastuttura

Diametro tondino	14	mm
Area tondino	153,94	mm ²
Numero totale tondini	16	
Area totale	2463,009	mm ²
Azione di tiro alla bitta	50	kN
Coefficiente parziale per carico accidentale	1,5	
Azione di tiro alla bitta di calcolo	75	kN
Tensione tangenziale (τ_{zx})	30,45	MPa
Tensione ideale (σ_{id})	52,74	MPa

Cs **7,42**
VERIFICA **OK**

7.1.2. Catene, corpi morti

Mediante le formulazioni illustrate nel cap. 6 della presente relazione, è possibile determinare le azioni risultanti che debbono essere contrastate dai vari sistemi di ormeggio, per ciascuna tipologia di imbarcazione e per ogni condizione di esposizione alle grandezze fisiche considerate.

A questo punto, scelto il numero dei vincoli (corpi morti) ed il loro posizionamento (geometria del sistema), è possibile determinare il peso minimo dei singoli blocchi di contrasto nonché le caratteristiche di peso, resistenza e lunghezza delle relative catene di collegamento, verificando la risoluzione vettoriale del sistema di forze in gioco e garantendo il rispetto di un adeguato coefficiente di sicurezza.

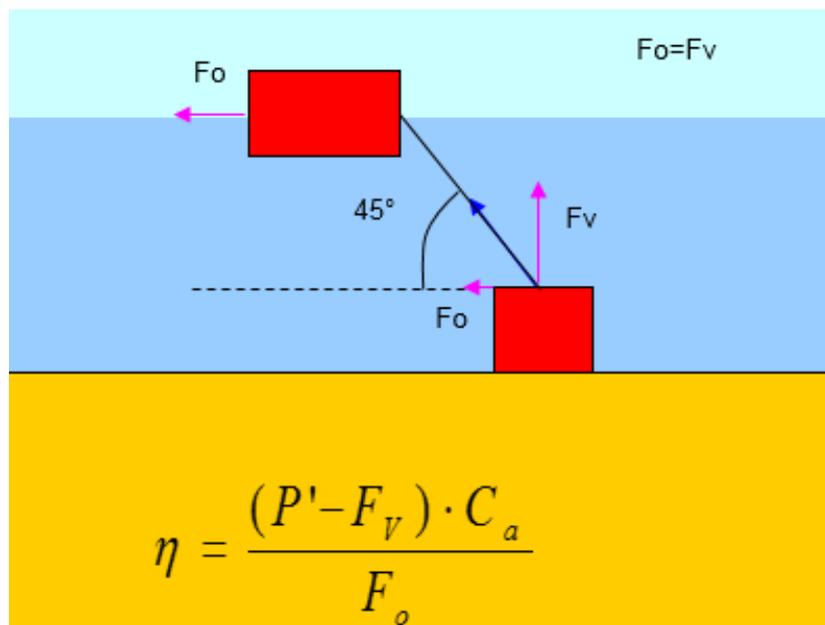


Figura 8. Schematizzazione delle forze in gioco nella stabilità di un corpo morto

Nei tabulati di output che seguono, vengono riportati i risultati delle procedure di verifica descritte, applicate a ciascuna tipologia di sistema di ormeggio previsto e per ciascuna delle condizioni di esposizione più gravose in termini di intensità e direzione delle forzanti.

Per il dimensionamento dei singoli componenti degli ormeggi si è fatto riferimento agli schemi di ancoraggio maggiormente impiegati ed in particolare:

- per le imbarcazioni si è fatto riferimento alla tradizionale metodologia di ormeggio tramite catenaria e pendino;
- per l'identificazione delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle catene per ormeggio, si è fatto riferimento ai valori normalizzati di prodotti presenti in commercio, riportati negli schemi della tabella che segue.

Risolvendo pertanto il sistema di forze in gioco, si è proceduto al dimensionamento e verifica dei singoli componenti, i cui risultati sono riepilogati nelle successive schede di calcolo.

Come teoria di calcolo si è considerata l'ipotesi del 40% del carico sulla catena e 60% sul retrostante sistema di ormeggio con un'inclinazione a 45°.

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

Pontile a T [30 m]		P.B.	Fo	Fv	h	Ca	Ae	P' (t)	V (m ³)
1°	2,31	1	2,31	2,31	1,3	0,45	0,35	8,98	6,42
2x30+9x25	2,31	11	9,70	9,70	1,3	0,45	0,35	37,72	26,94
10x20	1,83	10	7,13	7,13	1,3	0,45	0,35	27,73	19,81
									46,75

Si prendono in considerazione 9 corpi morti delle dimensioni pari a 3,10 m x 3,10 m x 0,90 m per un volume totale pari a 77,84 m³. Per quanto concerne le catene al fine di garantire un coefficiente di sicurezza pari a 4 (rispetto al carico di lavoro) per imbarcazioni di lunghezza pari a 30 m si prevede di utilizzare catene di diametro pari a 18 mm del tipo “Genovese” zincata a caldo che ha un carico di lavoro pari a 3,75 t. La lunghezza della catena risulta essere di 18 m mentre per il diametro della Cima si è fatto riferimento al 32 mm per una lunghezza di 11 m. Il diametro della Cima di rimando risulta di 10 mm con lunghezza di 38 m.

Pontile a T [50 m]		P.B.	Fo	Fv	h	Ca	Ae	P' (t)	V (m ³)
1°	5,48	1	5,48	5,48	1,3	0,45	0,35	21,33	15,24
fila	5,48	10	21,39	21,39	1,3	0,45	0,35	83,19	59,42
									59,42

Si prendono in considerazione 9 corpi morti delle dimensioni pari a 3,60 m x 3,60 m x 0,90 m per un volume totale pari a 104,97 m³. Per quanto concerne le catene al fine di garantire un coefficiente di sicurezza pari a 4 (rispetto al carico di lavoro) per imbarcazioni di lunghezza pari a 50 m si prevede di utilizzare catene di diametro pari a 38 mm del tipo “Genovese” zincata a caldo che ha un carico di lavoro pari a circa 18 t. Per il diametro della Cima e della Cima di rimando si è fatto riferimento a 40 mm e 12 mm.

Pontile Sardegna [20 m]		P.B.	Fo	Fv	h	Ca	Ae	P' (t)	V (m ³)
1°	1,46	1	1,46	1,46	1,3	0,45	0,35	5,69	4,06
fila	1,46	3	2,63	2,63	1,3	0,45	0,35	10,24	7,31
									7,31

Si prendono in considerazione 9 corpi morti delle dimensioni pari a 2,20 m x 2,20 m x 0,50 m per un volume totale pari a 9,68 m³. Per quanto concerne le catene al fine di garantire un coefficiente di sicurezza pari a 4 (rispetto al carico di lavoro) per imbarcazioni di lunghezza pari a 20 m si prevede di utilizzare catene di diametro pari a 18 mm del tipo “Genovese” zincata a caldo che ha un carico di lavoro pari a 3,75 t. La lunghezza della catena risulta essere di 18 m mentre per il diametro della Cima si è fatto riferimento al 32 mm per una lunghezza di 11 m. Il diametro della Cima di rimando risulta di 10 mm con lunghezza di 38 m.

Pontile Michelangelo [60 m]		P.B.	Fo	Fv	h	Ca	Ae	P' (t)	V (m ³)
1°	6,60	1	6,60	6,60	1,3	0,45	0,35	25,65	18,32
fila	6,60	3	11,87	11,87	1,3	0,45	0,35	46,17	32,98
									32,98

Si prendono in considerazione 4 corpi morti delle dimensioni pari a 4,0 m x 4,0 m x 0,80 m per un volume totale pari a 51,2 m³. Per quanto concerne le catene al fine di garantire un coefficiente di sicurezza pari a 4 (rispetto al carico di lavoro) per imbarcazioni di lunghezza pari a 60 m si prevede di utilizzare catene di diametro pari a 38 mm del tipo “Genovese” zincata a caldo che ha un carico di lavoro pari a circa 18 t. Per il diametro della Cima e della Cima di rimando si è fatto riferimento a 50 mm e 12 mm.

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

Dove:

- P.B. sono i posti barca sostenuti da ancoraggio;
- h è il coefficiente di sicurezza;
- C_a è il coefficiente di attrito calcestruzzo-sabbia;
- S è lo shield factor che si è considerato pari a 1 per la prima fila, 0,5 per la seconda fila e 0,3 per la terza e successive file;
- A_e è il coefficiente di efficienza.

Per il dimensionamento delle catene si è fatto riferimento alla seguente tabella:

ZINCATA A CALDO UNI EN ISO 1461
HOT DIPPED GALVANIZED UNI EN ISO 1461



bobina reel	cod.art. art.code	bobina da mt mts per reel	pezze bundles	cod.art. art.code	pezze da mt mts per bundle	w (mm) w (mm)	p (mm) p (mm)	H (mm) H (mm)	mis. franc. fr. size	peso gr/mt weight gr/mt	carico lav. kg swl kg
C02031EF/50		50	C02031DF		50	3	19	13	17	180	125
C02040EF		50	C02040DF		50	4	20,5	16	19	320	175
C02049EF		40	C02050DF		50	5	23	19,5	21	500	325
C02059EF		30	C02060DF		50	6	29	23	23	710	475
C02070EF		25	C02070DF		50	7	30,5	26,5	25	1010	650
C02080EF		22	C02080DF		50	8	35	30,5	27	1315	750
C02088EF		15	C02088DF		50	8,8	37,5	33,5	28	1610	1000
C02100EF		10	C02100DF		50	10	40	38	30	2070	1250
C02120EF		10	C02120DF		50	12	47,5	44,5	32	3090	1500
-	-	-	C02140DF		50	14	52,5	53	34	4120	2000
-	-	-	C02160DF		50	16	55	57	36	5330	3250
-	-	-	C02180DF		50	18	63	63	38	6400	3750
-	-	-	C02200DF		50	20	70	69	40	8000	5000
-	-	-	C02220DF		50	22	78	79	42	9600	6250
-	-	-	C02240DF		25	24	86	81	-	11000	8000
-	-	-	C02260DF		25	26	91	87	-	14300	8500
-	-	-	C02280DF		25	28	98	94	-	16800	10000
-	-	-	C02300DF		25	30	105	102	-	19300	11200
-	-	-	C02330DF		25	33	115	113	-	22700	12500
-	-	-	C02360DF		25	36	126	122	-	27000	16000
-	-	-	C02390DF		25	39	136	132	-	31600	19000

Tabella 7. Dimensioni catene alla genovese

7.1.3.Boe

Per quanto concerne le boe di ormeggio, si sono considerate boe del diametro di 1,45 m ed altezza totale pari a 1,37 m. Le boe sono composte da un modulo cilindrico stampato in polietilene lineare di spessore 8 mm e riempita con poliuretano espanso (densità media 58 kg/m³). Il peso della singola boa è di 375 kg con una spinta netta di 1050 kg.

7.1.4.Parabordi

Per il calcolo dei parabordi si fa riferimento alle imbarcazioni da 30 m ancorate sulla banchina San Teofanio, in quanto per le restanti si utilizzano i parabordi già presenti che risultano essere delle dimensioni e tipologia idonea a resistere agli accosti delle imbarcazioni in progetto.

L'energia cinetica prodotta durante l'attracco della nave deve, necessariamente, essere assorbita da un sistema di parabordi in grado di fornire adeguata resistenza e, soprattutto, di controbilanciare il sistema di forze in gioco, evitando il contatto dello scafo della nave con l'impalcato.

Il dimensionamento viene eseguito in base a ben riconosciuti metodi deterministici, che fanno riferimento alle "Linee guida per la progettazione di sistemi di parabordo: 2002", rilasciato dall'Associazione Internazionale di Navigazione. Di seguito si delineeranno i criteri di calcolo e si forniranno, in base a questi, i risultati ottenuti.

Energia normalmente prodotta durante l'attracco (E_N)

L'energia cinetica di una nave in movimento può essere calcolata come:

$$E = \frac{1}{2} * M * v^2$$

Dove:

- E = energia cinetica della stessa nave [kJm];
- M = massa della nave (pari allo spostamento dell'acqua) [t];
- v = velocità della nave in avvicinamento alla banchina [m/s].

Nel processo di attracco, l'energia di progetto che deve essere assorbita dal parabordo può essere ottenuta come:

$$E_d = f * E = \frac{1}{2} * M * v^2 * C_e * C_m * C_s * C_c *$$

Dove:

- E_N = La normale energia di attracco che deve essere assorbita dal parabordo [kJm];
- M = Massa della nave (dislocamento in tonnellate) al livello di confidenza stabilito²;
- v = velocità di avvicinamento perpendicolare alle linee di attracco³ (m/s);
- C_m = Coefficiente di massa aggiunta;
- C_e = coefficiente di eccentricità;
- C_c = coefficiente della configurazione di attracco;
- C_s = coefficiente di deformabilità.

Energia di attracco anomala (E_A)

Gli impatti anomali sorgono quando la normale energia è in accesso. Tra le cause ci possono essere errori umani, mal funzionamenti, condizioni atmosferiche eccezionali o una combinazione di questi fattori. L'energia anomala che deve essere assorbita dai parabordi può essere calcolata come segue:

$$E_A = FS * E_N$$

Dove:

- E_A = energia di attracco anomala che deve essere assorbita dai fender [kJm];
- FS = fattore di sicurezza per l'attracco anomalo.

Per quel che attiene i fattori di sicurezza da utilizzare, in conformità alle indicazioni dettate dal PIANC Tabella 4.2.5, si è fatto riferimento alla tabella di seguito riportata.

² Il PIANC suggerisce 50% o 75% come limiti di confidenza (M50 o M75) appropriate nella maggior parte dei casi.

³ La velocità di avvicinamento (V_B) è solitamente basata su una misurazione del 50% del limite di confidenza (M50).

PIANC Factor of Safety		
Type of berth impact	Vessel	Factor for abnormal impact applied to berthing energy (Cab)
Tanker and bulk cargo	Largest	1,25
	Smallest	1,75
Container	Largest	1,50
	Smallest	2,00
General cargo	-	1,75
Ro-Ro and ferries	-	2,0 or higher
Tugs, Work boat, etc.	-	2,00

Tabella 8. Fattori di impatto anomalo “PIANC”

Il PIANC sottolinea che “i fattori di impatto anomalo, se presenti, non devono essere inferiori ad 1,1 né superiori a 2,0, tranne in casi di circostanze eccezionali”. Nel caso in esame si farà riferimento ad un coefficiente pari a 2,0.

Velocità di attracco (V_B)

La velocità di attracco dipende dalla difficoltà riscontrata nella manovra, dalla disposizione dell’ormeggio e dalle dimensioni della nave. Tutte le possibili condizioni sono solitamente suddivise in 5 categorie, come mostrato nella figura.

La guida più comune per il calcolo della velocità di attracco è la tabella Brolsma, adottata da BS1, PIANC2 e altri standard internazionali. In base ai valori delle curve del grafico, la velocità di attracco consigliata per imbarcazioni come da progetto è inferiore a 0,18 m/sec avendo considerato la curva “a” per “easy berthing, sheltered” con deathweight (DWT) minore di 1000 tonnellate.

Nello specifico, il calcolo è stato condotto con diverse velocità di attracco (V_B da 0,10 a 0,20 m/sec), in modo da ottenere un sistema di parabordo idoneo.

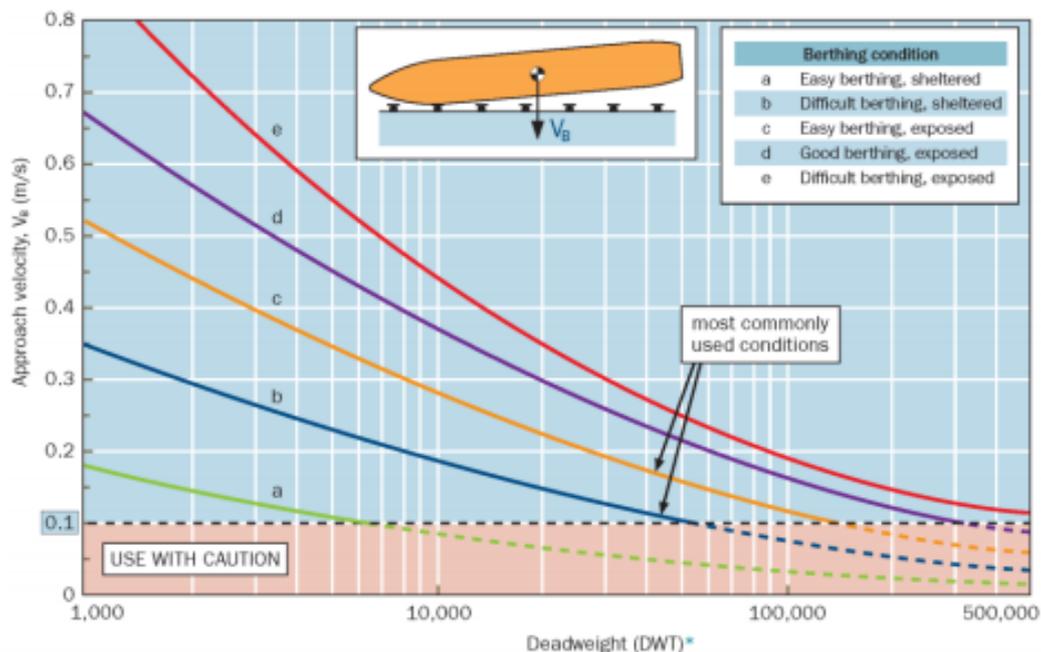


Figura 9. Trelleborg AB_2007

Coefficiente di blocco (C_B)

Il coefficiente di blocco (C_B) è una funzione della carena e viene espresso come segue:

$$C_B = \frac{M}{L_{BP} * B * D * \rho_{SW}}$$

Dove:

- M = dislocamento della nave [t];
- L_{BP} = lunghezza tra le perpendicolari [m];
- B = trave [m];
- D = pescaggio [m];
- ρ_{SW} = densità dell'acqua marina $\approx 1.025 \text{ t/m}^3$.

Typical block coefficients (C_B)	
Container vessel	0,6-0,8
General cargo and bulk carriers	0,72-0,85
Tankers	0,85
Ferries	0,55-0,65
Ro-Ro vessels	0,7-0,8

Nel caso particolare in esame considerando le seguenti caratteristiche delle imbarcazioni si ottiene un valore pari a 0,415:

- Displacement 70 t;
- LOA = 30 m;
- LBP = 25 m;
- $B = 5,80 \text{ m}$;
- $D = 1,15 \text{ m}$.

Coefficiente di massa aggiunta (C_m)

Il coefficiente di massa aggiuntiva consente di tenere conto della massa virtuale dell'acqua coinvolta nel movimento della nave, in aggiunta a quella vera e propria della nave stessa. Difatti, assieme alla nave si muove anche una massa d'acqua M_w , ed, in genere, per il coefficiente suddetto viene fornita la formula seguente:

$$C_m = \frac{(M_S + M_w)}{M_S}$$

Dove:

- M_S è la massa della nave;
- M_w è la massa dell'acqua.

Tale coefficiente dipende dalle dimensioni della nave ed in particolare con la larghezza, il pescaggio ed il franco sottochiglia. Nel caso in esame si determinerà il Coefficiente di massa aggiunta secondo il metodo Vasco Costa che viene normalmente quando la profondità dell'acqua non supera di molto il pescaggio della nave.

PIANC (2002)	Shigera Ueda (1981)	Vasco Costa* (1964)	
for $\frac{K_c}{D} \leq 0.1$ $C_M = 1.8$	$C_M = \frac{\pi \times D}{2 \times C_B \times B}$	$C_M = 1 + \frac{2D}{B}$	where, D = draft of vessel (m) B = beam of vessel (m) L _{BP} = length between perpendiculars (m) K _c = under keel clearance (m)
for $0.1 \leq \frac{K_c}{D} \leq 0.5$ $C_M = 1.875 - 0.75 \left[\frac{K_c}{D} \right]$			
for $\frac{K_c}{D} \geq 0.5$ $C_M = 1.5$			

* valid where $V_B \geq 0.08m/s$, $K_c \geq 0.1D$

Nel caso in esame si ottiene un valore pari a 1,397.

Coefficiente di eccentricità (C_E)

Il coefficiente di eccentricità tiene conto dell'energia dissipata dalla rotazione della nave nel punto di impatto con i parabordi. Il giusto punto di impatto, l'angolo di ormeggio e l'angolo del vettore velocità sono importanti per un calcolo accurato del coefficiente di eccentricità. In pratica, C_E spesso varia tra 0,3 e 1,0 a seconda dei diversi tipi di ormeggio. La velocità (v) non è sempre perpendicolare alla linea di ormeggio.

$$x + y = 0,5 * L_{BP}$$

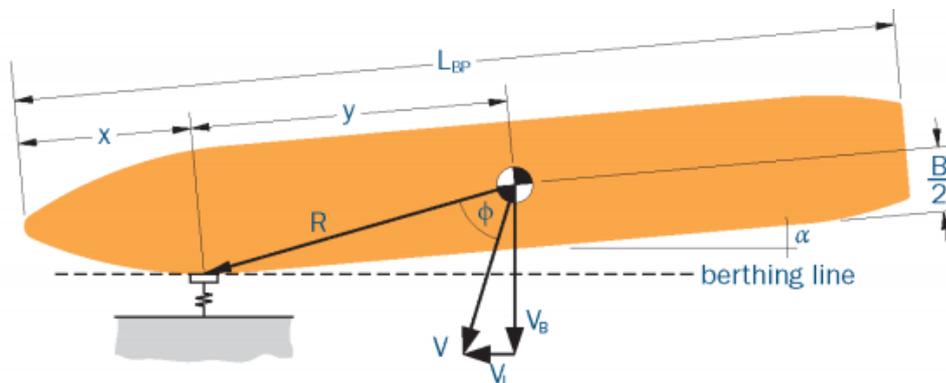
$$R = \sqrt{y^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2}$$

$$K = (0,19 * C_B + 0,11) * L_{BP}$$

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 * \cos^2 \phi}{K^2 + R^2}$$

Dove:

- B = Larghezza della nave [m];
- C_B = coefficiente di blocco;
- L_{BP} = lunghezza tra le perpendicolari [m];
- R = centro della massa nel punto di impatto [m];
- K = raggio di girata [m].



Coefficiente di configurazione dell'attracco (C_c)

Il coefficiente di configurazione dell'attracco dipende dalla tipologia di struttura adibita all'accosto, nel caso in cui questa risulti di tipo aperto (come ad esempio un impalcato su pali) oppure di tipo chiuso (cassoni).

Quando le navi attraccano ad angoli acuti alle strutture solide, l'acqua tra la carena e la banchina fa da cuscino e disperde una piccola quantità di energia di attracco.

Coefficiente di deformabilità (C_s)

Questo fattore è determinato dal rapporto tra l'elasticità del fender e quella dello scafo della nave, che assorbe pertanto una frazione della energia in gioco. Per sicurezza è stato assunto $C_s=1$.

Energia di accosto in condizioni di attracco normale

$$E_N = 0,5 * M * V_B^2 * C_m * C_e * C_c * C_s = 1 \text{ kNm}$$

Energia di accosto in condizioni di attracco anomalo

$$E_A = FS * E_N = 2 \text{ kNm}$$

Scelta degli elementi elastomerici

Come conseguenza dei valori esposti in precedenza, è prevista l'adozione dell'elemento elastomerico TRELLEBORG DD250, o simile approvato.

Sulla base dei dati raccolti in un documento specifico, emesso dal produttore suddetto, seguono i valori teorici riportati:

Energia assorbita = 8,9 kNm \pm 10% di tolleranza

Forza di reazione = 191 kN \pm 10% di tolleranza

7.2. Pontili galleggianti

7.2.1. Pennello a T – Banchina San Teofanio

Dalla banchina San Teofanio diparte un molo galleggiante a T dedicato a mega yachts caratterizzato da strutture galleggianti in elementi monoliti all-concrete, adeguatamente modulati al fine di rientrare nelle lunghezze previste in questa fase di progettazione. Per rientrare nei limiti imposti dalla geometria dell'approdo in funzione delle imbarcazioni e dei cerchi di evoluzione si prevede di utilizzare moduli di lunghezza variabile pari a 12,50 m, 11,00 m, 9,50 m e larghezza fissa pari a 4,90 m. Tali moduli sono ancorati a pali in acciaio trivellati nel fondale e liberi di scorrere verticalmente con il variare della marea grazie ad opportuni collari ammortizzati.

L'accesso al pontile avviene tramite passerella galleggiante a tutta larghezza di dimensioni pari a 9,20x4,50 m, realizzata dalla giunzione rigida di due robusti telai (larghezza 2,25 m) in acciaio saldato e zincato a caldo con piano di calpestio fisso. Il pagliolato è avvitato su speciali longheroni in alluminio - bullonati su telai portanti. In prossimità della giunzione con i pontili la passerella è supportata da unità galleggianti in speciale calcestruzzo armato con nucleo in polistirolo espanso a cellula chiusa che garantisce l'inaffondabilità.

La passerella è incernierata alla terraferma, a mezzo di robuste piastre in acciaio zincato da inghisare in banchina e all'altro estremo, sarà incernierata al primo elemento di molo galleggiante. Questa tipologia di vincoli assicura un preciso assetto planimetrico dell'opera con un sensibile miglioramento stabilità dei moli galleggianti. La larghezza della passerella pari a quella dei moli e le modeste pendenze ottenute in condizioni normali di impiego abbattano le barriere architettoniche e assicurano la massima funzionalità della struttura a favore della sicurezza e del comfort degli utenti. La lunghezza della passerella consente una pendenza del 8% circa sul medio mare.

Gli elementi costituenti il molo galleggiante sono ad altissimo dislocamento e galleggiamento continuo costituiti da manufatti prefabbricati monolitici in speciale calcestruzzo armato di larghezza 4,5 m, incrementato con fibre in polipropilene, con nucleo in polistirolo espanso non rigenerato a cellula chiusa, della densità minima garantita di 15 kg/mc, che garantisce l'inaffondabilità.

Il piano di calpestio è in calcestruzzo a vista con finitura antisdrucchiolo. Il fondo di ogni manufatto viene trattato con speciale protettivo ad elevato spessore. L'elevatissimo dislocamento e la rilevante larghezza al galleggiamento pari a 4,5m assicurano un'eccezionale stabilità in acqua.

Ogni elemento è dotato sui due lati di tubazioni in PVC di diversi diametri, annegate nel getto, per l'inserimento delle reti tecnologiche. Ciascun elemento è dotato di n. 2 pozzetti per agevolare l'installazione delle reti tecnologiche.

I collegamenti tra i singoli moduli sono realizzati con una coppia di speciali giunti. Ogni giunto è formato da due tiranti in acciaio zincato e un tondone in gomma; le generose dimensioni di questi ultimi assicurano un'efficace distribuzione degli sforzi ed una concreta azione di smorzamento.

Il serraggio dei giunti di collegamento è realizzato con l'accesso a pozzetti in acciaio zincato a caldo, disposti ai vertici del manufatto e coperti con pannelli in alluminio. La resistenza ultima di ogni giunto è pari a 120t.

7.2.2. Pennelli di ormeggio – Calata Principe Tommaso

Per quanto concerne i due pontili ortogonali alla banchina Calata Principe Tommaso le lunghezze dei moduli, realizzati con le stesse caratteristiche di quelli utilizzati per il pennello a T, risultano essere pari a 12,64 m e 10,22 m. A differenza dei pontili realizzati in prossimità della banchina San Teofanio, questi sono ancorati a terra tramite l'utilizzo di appositi corpi morti posati sul fondale.

Le passerelle di accesso alle banchine hanno dimensioni pari a 6,00 x 1,20 m, con struttura a profilati saldati in lega di alluminio per impieghi marini. La struttura è dimensionata per resistere ad un sovraccarico uniformemente distribuito di 200 kg/m².

Gli elementi del pontile di larghezza 2,50 m ad altissimo dislocamento e galleggiamento continuo, sono costituiti da manufatti prefabbricati monolitici in speciale cemento armato con nucleo in polistirolo espanso a cellula chiusa che garantisce l'inaffondabilità.

Il piano di calpestio è costituito dalla superficie superiore degli elementi ed è in calcestruzzo a vista con finitura antisdrucchiolo spazzolato e cornice perimetrale liscia. Sotto al piano di calpestio sono annegati i tubi in materiale plastico destinati all'alloggiamento dei cavi elettrici e delle tubazioni impiantistiche. I collegamenti tra i singoli moduli sono realizzati con speciali giunti semirigidi costituiti da tiranti in acciaio inossidabile con interposti tamponi in gomma per assorbire sforzi di compressione e trazione tra gli elementi.

L'attacco delle catene di ancoraggio è realizzato a mezzo di tubi passanti la struttura che consentono il recupero ed il bloccaggio delle catene dal piano di calpestio tramite 4 vani posti ai vertici di ciascun elemento. Gli stessi vani sono impiegati per il posizionamento ed il serraggio dei giunti di collegamento.

8. MODELLAZIONE STRUTTURALE E GEOTECNICO DEI PALI DEI PONTILI

8.1. Caratterizzazione geomeccanica delle litologie attraversate

Dai risultati della caratterizzazione geotecnica, riportati nel dettaglio nella relazione geotecnica, sono state desunte, per ciascuna unità litostratigrafica individuata, le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi interessati dalla costruzione delle opere in oggetto.

Dalle analisi geologiche condotte, si è ricostruito l'andamento stratigrafico del substrato e le caratteristiche geotecniche del sottosuolo. Dalle indagini geologiche effettuate si osserva come il sondaggio di riferimento sia caratterizzato dalla seguente stratigrafia:

da 0 a 0,20 m-Sabbia limosa

Si tratta di sabbie limose a tratti limo sabbiosi argillosi, talora rimaneggiate, di colore variabile dal grigio all'avana caratterizzata dalla presenza di concrezioni calcaree inclusi calcarenitici, resti conchigliari e resti vegetali costituiti da sottili filamenti algali. Costituisce il locale sedimento naturale preesistente e si rinviene, ove presente, al di sotto dei riporti sovrastanti per spessori compresi tra un minimo di 0,15 m a un massimo di 3,0 m. L'assenza di tale livello in alcuni sondaggi potrebbe attribuirsi ad operazioni di bonifica del fondale eseguite prima della messa in posto dei materiali di riporto.

I depositi in esame risultano contraddistinti da un variabile grado di addensamento testimoniato da valori N_{spt} mediamente compresi tra 7 colpi/piede e 15 colpi/piede con sporadici valori elevati, prossimi o superiori al rifiuto strumentale, caratteristici per definizione di depositi prevalentemente granulari da “poco addensati” a “mediamente addensati” (fig.1) il cui grado di densità relativa $D_r\%$ risulta oscillare intorno al 35%.

I sottili livelli a prevalente componente limo argillosa sabbiosa riscontrati localmente sono risultati in genere caratterizzati da un discreto grado di consistenza testimoniato da valori di pocket penetrometer di 1,8 kg/cmq. In considerazione di quanto espresso, evidenziando la disomogeneità dello strato in esame, in funzione dei risultati delle prove in sito e di laboratorio effettuate, è possibile proporre per il livello in oggetto la seguente parametrizzazione geomeccanica media:

$$\gamma = 16,21 \frac{kN}{m^3} \quad c' = 4 kPa \quad \phi' = 29^\circ$$

da 0 a 22 m-Argille sovraconsolidate

Unità riconducibile al già menzionato Flysh, caratterizzata da argille sovraconsolidate e argille marnose di colore grigio, vinaccia e avana, ricca in livelli calcarei interstratificati o in assetto caotico.

Costituisce l'unità stratigraficamente più rappresentativa ed è stata incontrata in tutti i sondaggi fino alla profondità massima di $\approx 27m$ dall'attuale p.c. e/o l.m.m..

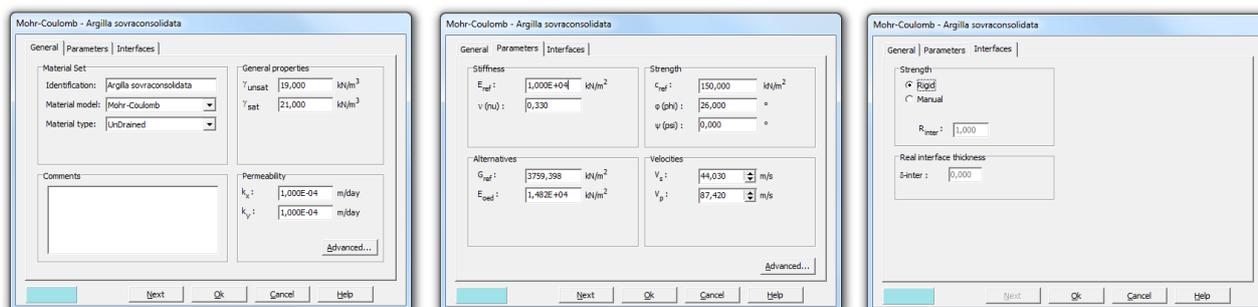
L'elevata frequenza di interstrati calcarei e calcareo marnosi, l'assetto caotico dell'ammasso, lo stato di sovraconsolidazione delle argille, prossime allo stato litoide o di argillite, la forte componente calcarea presente ha permesso sporadicamente di valutare lo stato di consistenza dei depositi in esame mediante l'utilizzo del Pocket Penetrometer; laddove tale prova è stata eseguita ha evidenziato valori comunque superiori a 5 kg/cmq e spesso superiori a 6 kg/cmq; lo stato di consistenza decisamente elevato di tali depositi è stato confermato dai numerosi valori SPT; le prove SPT eseguite nell'ambito dello strato hanno infatti

evidenziato valori prossimi o superiori al valore limite di rifiuto strumentale della prova stessa ($N_{spt} \geq 50$ colpi/piede), caratteristici di depositi coesivi “duri”.

In via cautelativa, si è considerata la seguente parametrizzazione geomeccanica media:

$$\gamma \geq 19,8 \frac{kN}{m^3} \quad c' = 30 - 50 \text{ kPa} \quad \phi' \geq 22^\circ \quad q_0 \geq 500 \text{ kPa}$$

$$c_u \geq 250 \text{ kPa} \quad E_{ed}(0,1 - 0,2 \text{ MPa}) = 25 \text{ MPa}$$



8.2. Definizione del modello di riferimento per le analisi

Il comportamento del generico schema è stato valutato mettendo a punto un modello bidimensionale la cui geometria e discretizzazione agli elementi finiti viene illustrata a titolo di esempio nella figura seguente. La configurazione può ritenersi cautelativa in quanto trascura il contributo dei pontili adiacenti nonché l’effetto di schermo reciproco tra le imbarcazioni.

Come si osserva nell’immagine seguente, la maglia di discretizzazione è stata infittita in un intorno di idonee dimensioni al fine di ottenere risultati più realistici possibili.

Al fine di poter generare la discretizzazione del terreno in mesh opportune, essendo il palo in parte fuori terra, è stato indispensabile simulare la presenza del terreno fino alla testa del palo. Una volta generata la discretizzazione del modello, i calcoli a partire dalla generazione delle tensioni con la K_0 -Procedure, sono stati effettuati non considerando la parte di terreno per un’altezza pari alla profondità del fondale.

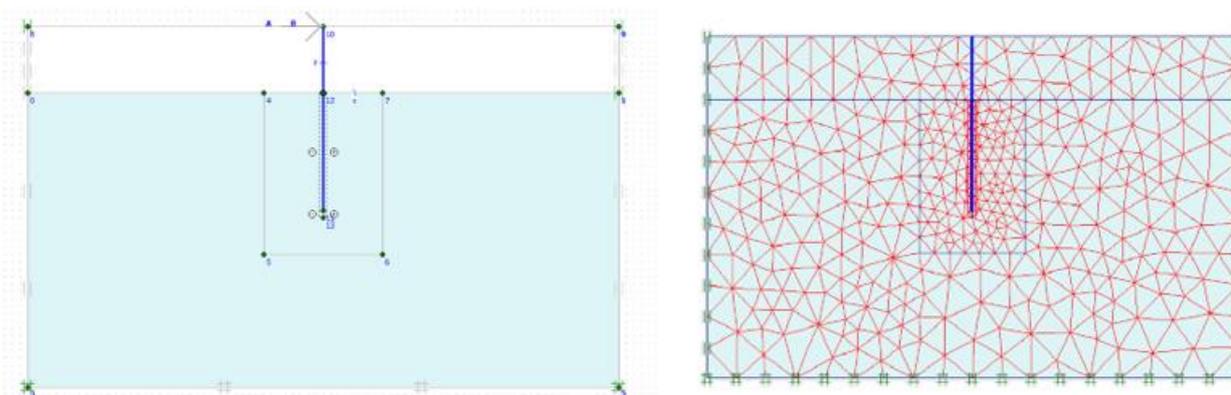


Figura 10. Input geometrico (Modello geometrico) e discretizzazione degli elementi finiti (mesh)

Il modello geometrico considerato nelle analisi numeriche simula il problema attraverso un modello di deformazione piana “*plane strain*”, ha una estensione di 80 m in larghezza (-40; +40 in direzione x) e di 49 m in altezza (-40; +9 in direzione y); il palo è collocato all’interno dell’ammasso ad una distanza dal contorno

inferiore di 24 m. La larghezza e l'altezza del dominio risultano sufficienti per escludere eventuali fenomeni di bordo. Il palo ha una dimensione complessiva di 24 m e nella modellazione dell'interfaccia tra palo e terreno, al fine di evitare punti di spigolo rigidi che producono risultati al contorno scadenti, è stato necessario prolungare tali elementi per almeno 1 metro oltre la base del palo. Tali elementi migliorano la flessibilità delle mesh agli elementi finiti ed evitano risultati privi di significato fisico riguardanti le tensioni in quel punto.

8.3. Proprietà e modelli costitutivi dell'ammasso e degli elementi strutturali

Il terreno è stato modellato mediante elementi triangolari a 15 nodi con integrazione numerica a 12 punti di Gauss "stress point". Nella figura che segue sono rappresentati gli elementi utilizzati con l'indicazione dei punti di Gauss e dei nodi per ciascun elemento. La discretizzazione del palo immerso nel terreno è stata considerata utilizzando elementi "plate" adattando le caratteristiche meccaniche all'elemento bidimensionale, spalmate su metro lineare. Per fare ciò si ricorre alla riduzione ottenuta confrontando le superfici di contatto tra il cilindro 3D (palo) e l'elemento parete (plate) utilizzato nel modello; essi differiscono di un valore pari a π , simile ai 3-diametri utilizzati per ottimizzare il comportamento dei pali in gruppo.

Si procede, quindi, con l'approssimazione introdotta dallo studio di Prakoso e Kulhawy (2001). Al contatto argilla-struttura del palo è stata modellata un'interfaccia con valore di R_{interr} unitario (condizione equivalente a quella di no-slip delle soluzioni di Wang_1993). Il fattore R_{interr} mette in relazione la resistenza all'interfaccia (attrito ed adesione con l'elemento palo) con quella del terreno (angolo di resistenza a taglio e coesione); considerando il valore unitario si è impostato un contatto di tipo rigido palo-terreno.

Il problema principale per la modellazione 2D è quello di simulare il comportamento degli elementi del modello che fondamentalmente hanno uno sviluppo prettamente tridimensionale.

Per i terreni è stato adottato il modello costitutivo elastico lineare perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Questo modello viene utilizzato come una prima approssimazione del comportamento del terreno e richiede la definizione di cinque parametri: il modulo di Young, il modulo di Poisson, la coesione, l'angolo di attrito e la dilatanza. L'analisi è stata condotta in condizioni non drenate. Il codice di calcolo prevede la definizione di un incremento lineare del modulo di Young con la profondità, al fine di simulare la dipendenza della rigidezza con il livello tensionale.

Il palo è stato modellato considerando un comportamento lineare elastico. Come noto, il modello lineare elastico richiede la definizione di due soli parametri: il modulo di Poisson e il modulo di Young.

	Terreno	Opere strutturali
Tipo di elemento	15 nodi	Beam a 5 nodi
Integrazione numerica	12 punti Gauss	8 punti di Gauss

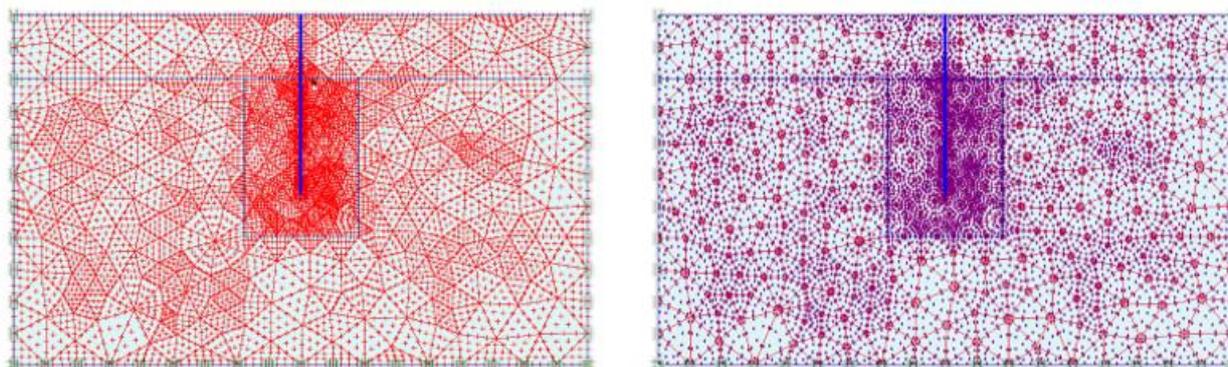


Figura 11. Distribuzione dei nodi e dei punti di Gauss

Palo

Nel presente capitolo si riporta il calcolo del palo nell’ottica di esaminare il comportamento del terreno che nello specifico è rappresentato da un’argilla sovraconsolidata. Di seguito si evidenzia il modello di calcolo così come configurato all’interno del programma di calcolo (PLAXIS V8.2). Come condizione al contorno si è considerato lo “Standard Fixities”, una tipologia di vincolo che consente lo spostamento laterale delle parti più estremali mentre blocca quello verticale nel tratto più in profondità. Per quanto concerne la distribuzione delle mesh applicate al terreno, di seguito si riporta un’immagine dalla quale si evince un andamento grossolano generale e un raffittimento in prossimità dell’estensione del palo in profondità. Per far questo sono state definite delle aree chiuse “cluster” indispensabili per poter assegnare una definizione delle mesh più fine.

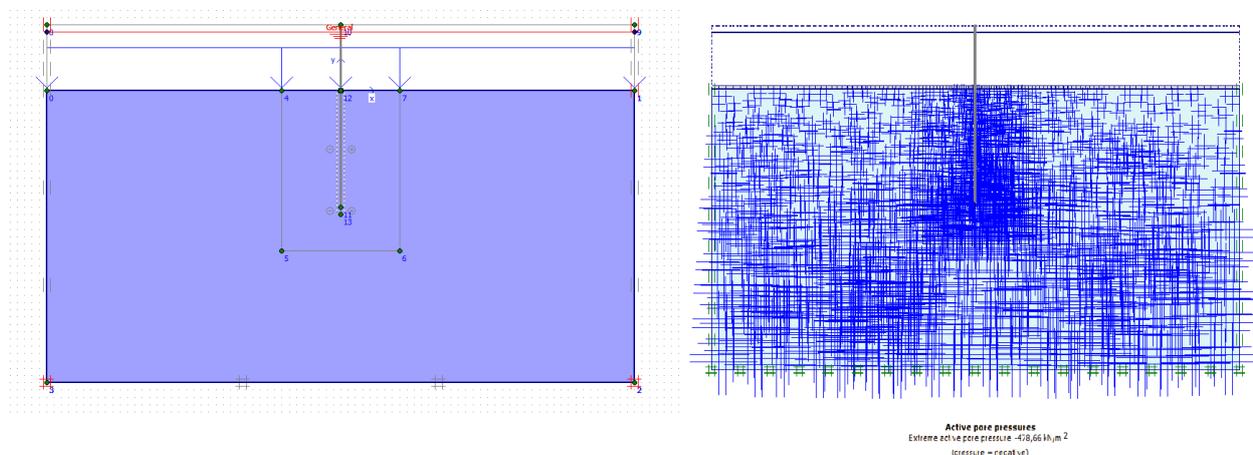


Figura 12. Definizione della falda e delle pressioni interstiziali

Di seguito si riportano le proprietà meccaniche utilizzate per modellare gli elementi plate utilizzati per discretizzare il palo all’interno del programma di calcolo. Nello specifico, considerando un palo in acciaio $\phi 711/16$ mm ed altezza totale di 24 m, si ottengono i seguenti parametri:

$$EA_{psp} = EA_p * \frac{1}{3 * D} = 210.000.000 [kPa] * 0,034935 [m^2] * \frac{1}{3 * 0,8} = 3,44E+06 [kPa]$$

$$EI_{psp} = EI_p * \frac{1}{3 * D} = 210.000.000 [kPa] * 0,0021104 * \frac{1}{3 * 0,8} = 2,08E+05 [kPa]$$

$$w_p = 77 \left[\frac{kN}{m^3} \right] * 0,034935 = 2,70 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

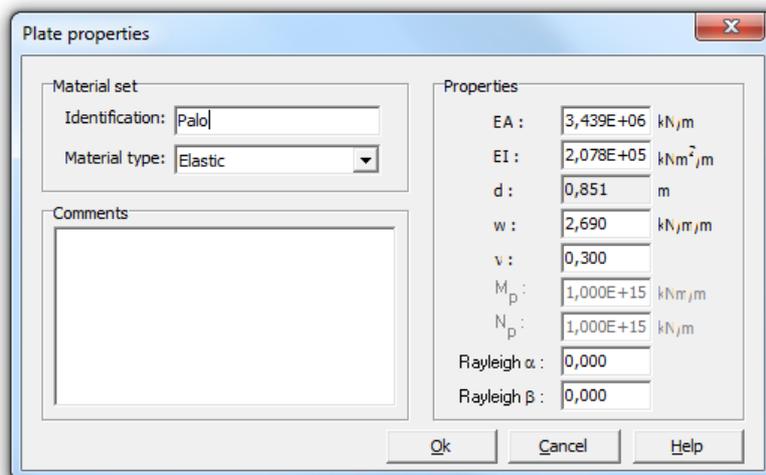


Figura 13. Parametri dell'elemento palo

Il palo è stato modellato con elementi piastra plates in quanto rappresenta la migliore approssimazione per modellare un oggetto strutturale bidimensionale con una significativa rigidezza flessionale e normale. Nella figura precedente sono stati introdotti i parametri geometrici utilizzati per meglio simulare il comportamento del palo. Nella figura precedente viene schematizzato il modello con falda, in modo da determinare le pressioni interstiziali dovute alla presenza del tirante idrico.

8.4. Costruzione per fasi (Staged Construction)

Per l'analisi del palo vengono individuate tre fasi che di seguito si evidenziano:

- **la fase 1-Geostatica** (Calcolo dello stato tensionale iniziali) risulta indispensabile per generare lo stato tensionale in sito. In questa prima fase di calcolo viene generato lo stato tensionale iniziale all'interno della roccia tramite l'attivazione della forza di gravità. Per far questo, essendo il terreno orizzontale, è necessario procedere con l'analisi dello stato tensionale attraverso la “*K₀-Procedure*”; andando ad inserire ΣM_{weight} pari a 1 si attiva nel calcolo l'intero peso del terreno.

Le condizioni iniziali in termini di tensioni verticali sono di tipo litostatico $\sigma'_{v,0} = \Sigma M_{weight} * (\Sigma_i \gamma_i * h_i - p_w)$, mentre le tensioni orizzontali sono ad esse proporzionali tramite il coefficiente di spinta in quiete K_0 ($\sigma'_{h,0} = K_0 * \sigma'_{v,0}$). Dove γ_i è il peso dell'unità di volume dello strato i-esimo, h_i è la profondità dello strato i-esimo e p_w è la pressione neutra iniziale nel punto di integrazione. Le pressioni interstiziali sono nulle in tutto il dominio, mentre le condizioni al contorno riguardo gli spostamenti nodali del sistema prevedono:

- spostamenti nulli nelle due direzioni, orizzontale e verticale, in corrispondenza della base dello strato roccioso;
- spostamenti nulli in direzione orizzontale lungo i bordi laterali dello strato.

Il valore di K_0 per tutti i singoli clusters è basato sulla formula Jacky ($1 - \sin\phi$) che approssima al meglio il comportamento per terreni normal consolidati. In questa fase non è ancora presente la struttura della galleria e non sono ancora stati eseguiti gli scavi.

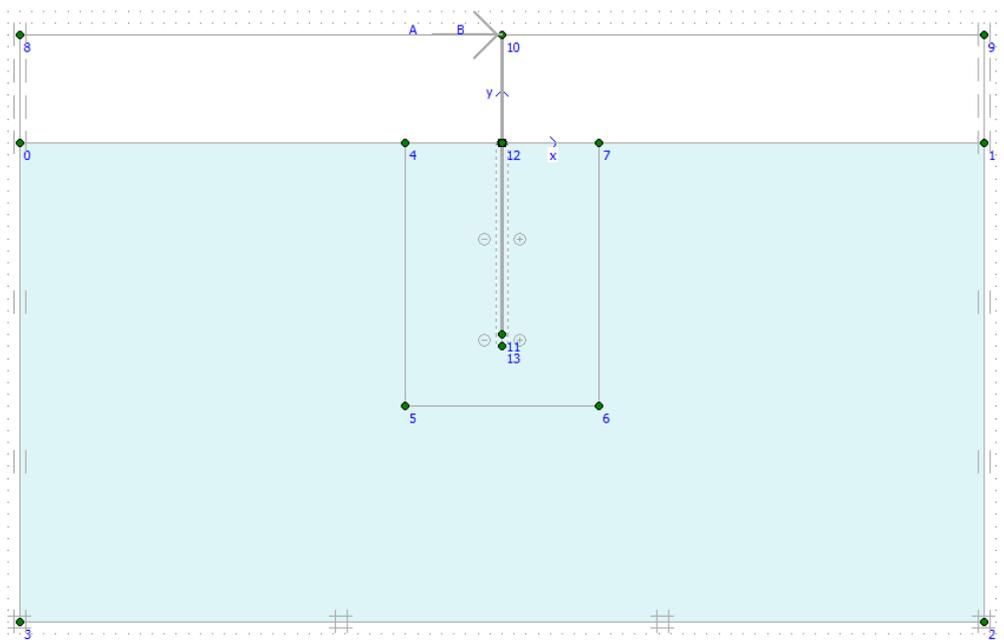


Figura 14. Fase 1_Geostatica

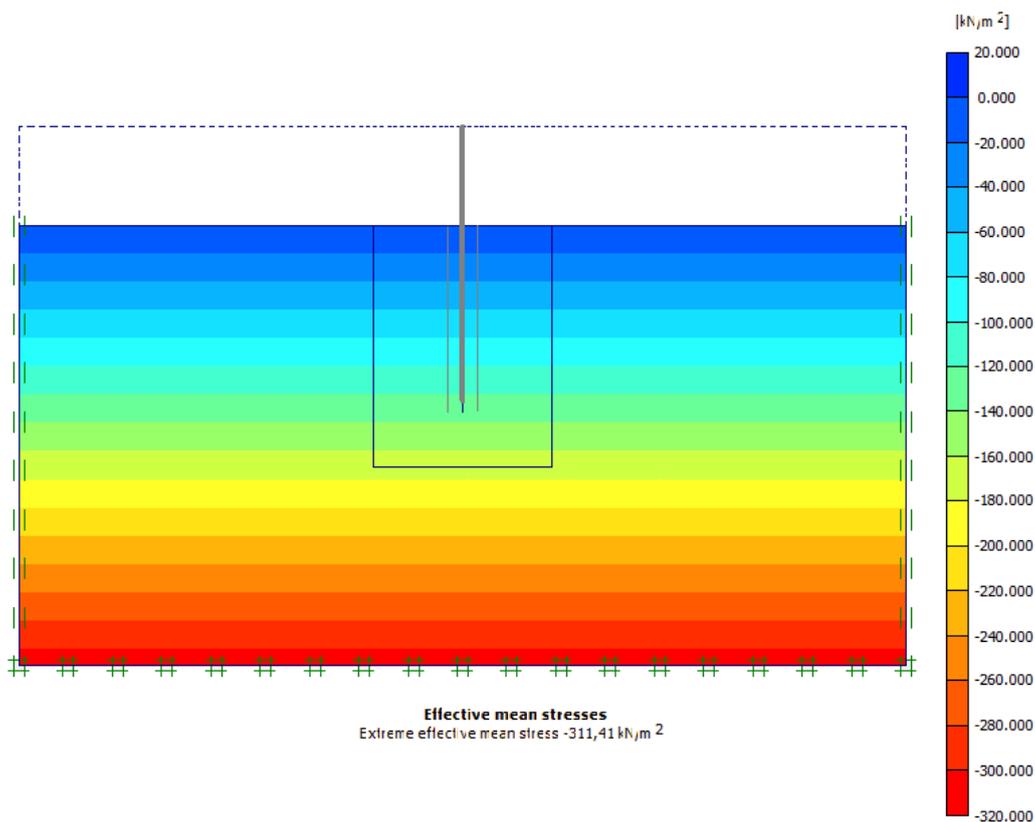


Figura 15. Stato tensionale Fase 1

- la fase 2-External Load_Pile SLE (Installazione palo ed applicazione carico) è relativa alla realizzazione del palo e relativa applicazione del carico orizzontale incrementato dei coefficienti allo Stato Limite di Esercizio (Load B).

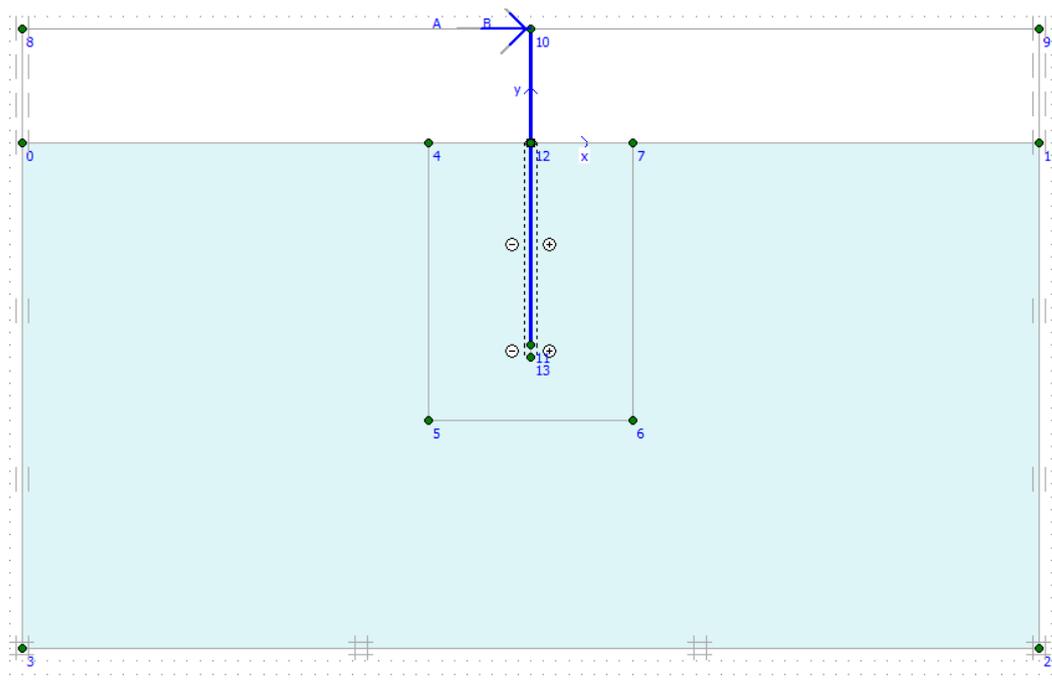


Figura 16. Fase 2_ External Load_Pile SLE

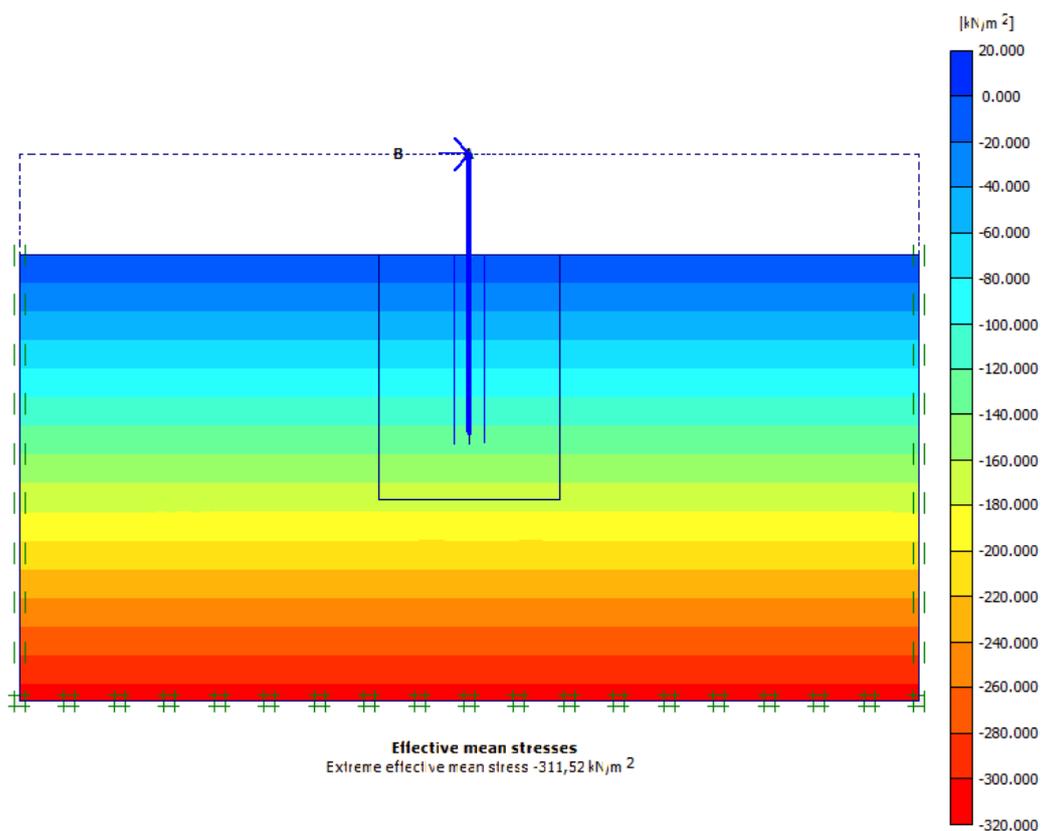


Figura 17. Stato tensionale Fase 2

- la fase 3-External Load_Pile SLU (Installazione palo ed applicazione carico) è relativa alla realizzazione del palo e relativa applicazione del carico orizzontale incrementato dei coefficienti allo Stato Limite Ultimo (Load A).

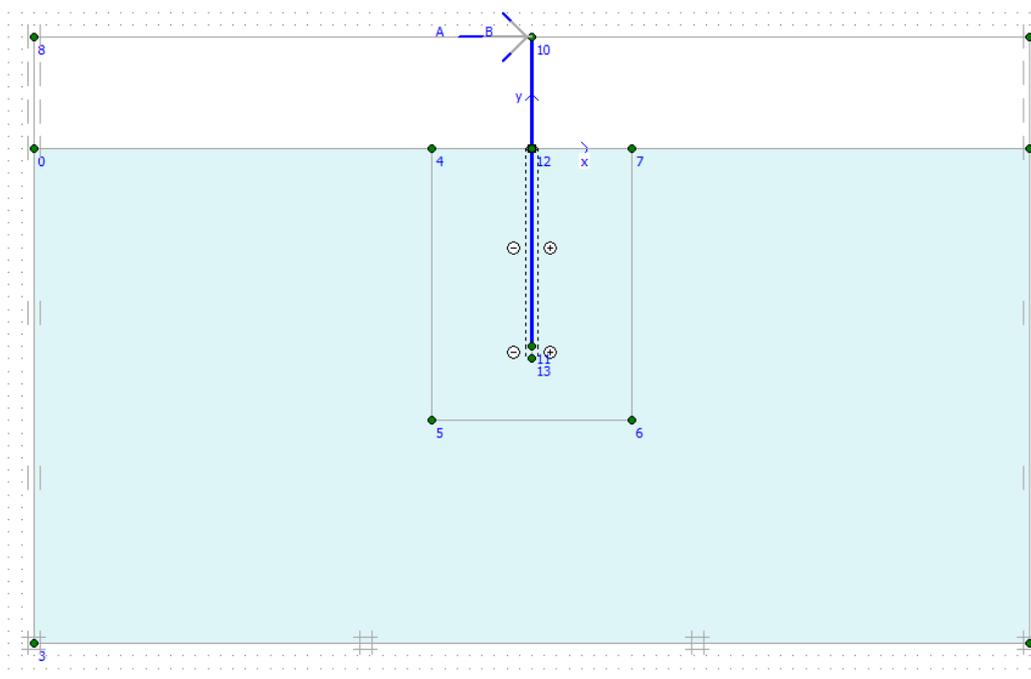


Figura 18. Fase 3_ External Load_Pile SLU

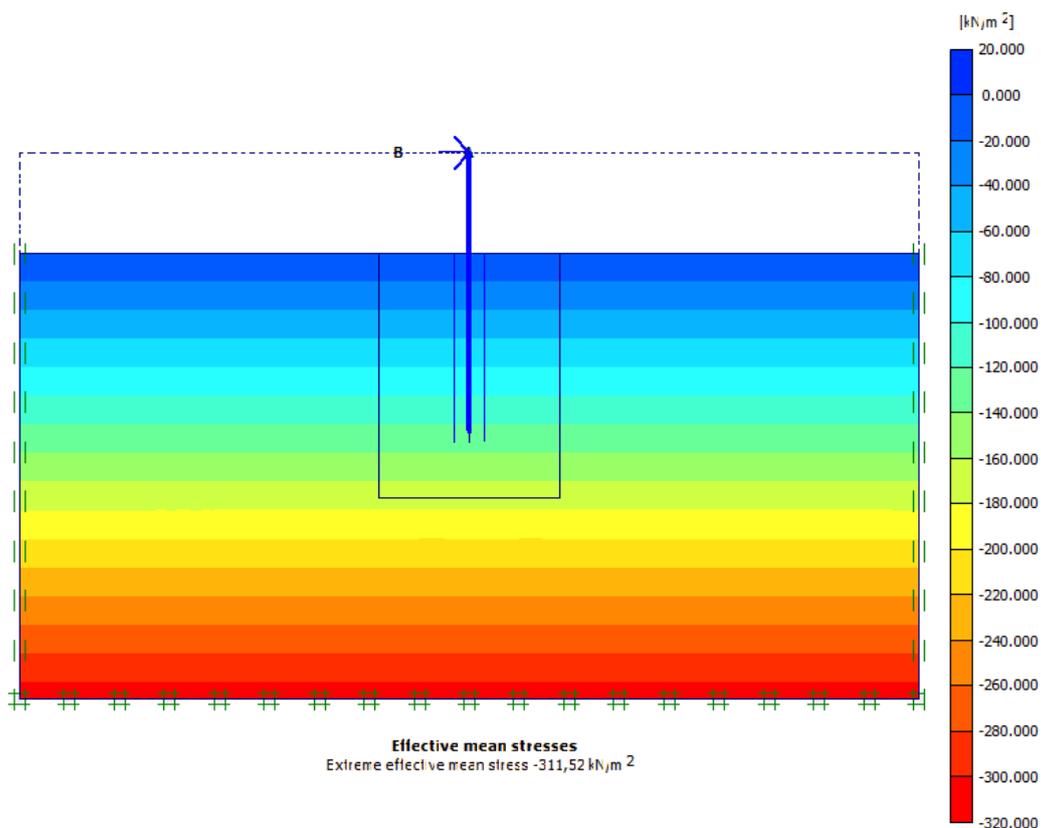


Figura 19. Stato tensionale Fase 3

8.5. Azioni agenti sui punti di ancoraggio

Per la determinazione della forza complessiva che agisce sul palo, si è fatto riferimento all'azione del vento calcolata come definito nel cap. 6 della presente relazione senza tener conto della velocità delle correnti interne al bacino portuale che risultano essere del tutto trascurabili. In ragione di ciò, considerando la configurazione

del pontile tipico maggiormente sollecitato, si riporta di seguito il calcolo relativo al carico totale agente sul palo.

Nel caso in esame considerando i dati delle imbarcazioni desunti dalle “Australian Standard – Guidelines for design of marinas – AS 3962_2001”, ed una configurazione che prevede ormeggiate una imbarcazione da 50 m sul lato esterno e due imbarcazioni da 20 m sul lato interno, si sono desunti i dati riportati di seguito.

Per la determinazione delle azioni sollecitanti si è fatto riferimento al cap. 6.4.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 “Fondazioni su pali”; nello specifico trattandosi di pali principalmente soggetti a carichi trasversali per le verifiche a SLU si sono seguiti i dettami del cap. 6.4.3.1 e nella stima dell’azione risultante si è utilizzato un coefficiente parziale (R3) γ_T pari a 1.3 (Tab. 6.4.VI). Per quanto concerne le verifiche allo SLE si è fatto riferimento al cap. 6.4.3.2 che consiglia di prendere in considerazione i seguenti stati limite di esercizio:

- eccessivi cedimenti e sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al 2.5.3, per verificare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura del pontile. Si osserva come la combinazione che massimizza il contributo del carico variabile (vento) risulta essere la combinazione caratteristica rara nel quale si considera un coefficiente delle azioni unitario.

Di seguito si riporta la schematizzazione utilizzata per la definizione del carico totale sul palo.

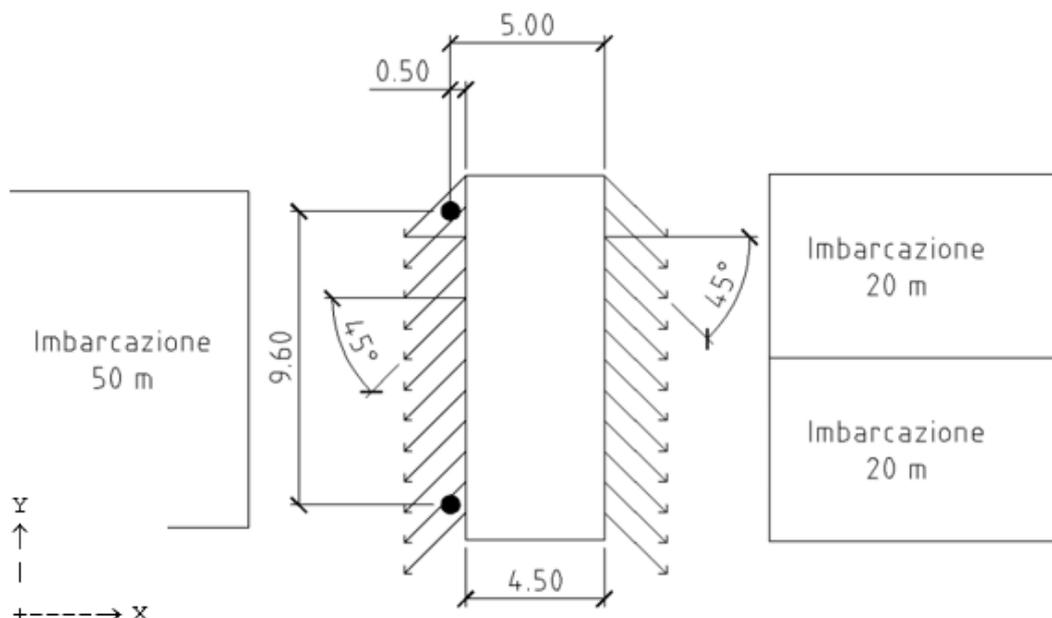


Figura 20. Schematizzazione carico su palo

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

Velocità del vento	<i>m/s</i>	27	
		Lato X-	Lato X+
Lunghezza imbarcazione	<i>m</i>	50	20
Area laterale	<i>m²</i>	285	76
Azione su imbarcazione	<i>kN</i>	137	37
Fattore di schermo		1,0	1,0
Percentuale di carico che si scarica a poppa		70%	70%
Carico su ormeggi di poppa	<i>kN</i>	96,0	25,6
Larghezza posto barca	<i>m</i>	11	6
Carico su pontile al metro lineare	<i>kN/m</i>	8,7	4,3
Lunghezza pontile	<i>m</i>	12	12
Carico su pontile	<i>kN</i>	105	51
Angolo tiro ormeggi di poppa	<i>gradi</i>	45	45
Carico su pontile in direzione Y	<i>kN</i>	-104,7	-51,2
Carico su pontile in direzione X	<i>kN</i>	-104,7	51,2
Coordinata X del punto di applicazione del carico Y sul pontile	<i>m</i>	0,50	5,00
Interasse pali in direzione Y	<i>m</i>	9,60	
Carico totale in Y su due pali	<i>kN</i>	-155,9	
Carico totale in X su due pali	<i>kN</i>	-53,5	
Momento da carichi in Y	<i>kNm</i>	-308,3	
Carico in X su ciascun palo dovuto al momento	<i>kN</i>	32,1	-32,1
		Palo Y+	Palo Y-
Carico in Y su singolo palo	<i>kN</i>	-78,0	-78,0
Carico in X su singolo palo	<i>kN</i>	5,4	-58,9
Carico totale su palo (SLE)	<i>kN</i>	78,1	97,7

Considerando un carico totale su palo pari a 97,7 kN si riportano di seguito le azioni a SLE e SLU considerate nel calcolo.

$$H_{TotSLU} = \frac{97,7 \text{ kN} * Y_T}{3 * D} = \frac{97,7 \text{ kN} * 1,3}{3 * 0,711 \text{ m}} = 59,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Load A)}$$

$$H_{TotSLE} = \frac{97,7 \text{ kN} * Y}{3 * D} = \frac{97,7 \text{ kN} * 1}{3 * 0,711 \text{ m}} = 45,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Load B)}$$

8.6. Analisi dei risultati

Il tipo di calcolo utilizzato “*Stage Construction*” è di tipo plastico ovvero fa riferimento ad un’analisi di deformazione elasto plastica in cui non è necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. In questo paragrafo si riportano in maniera sintetica i principali risultati delle analisi svolte, mirate a valutare il comportamento deformativo e tensionale del palo . Nella figura seguente sono definiti alcuni nodi significativi del palo, in corrispondenza dei quali risulta particolarmente significativo commentare i valori calcolati degli spostamenti.

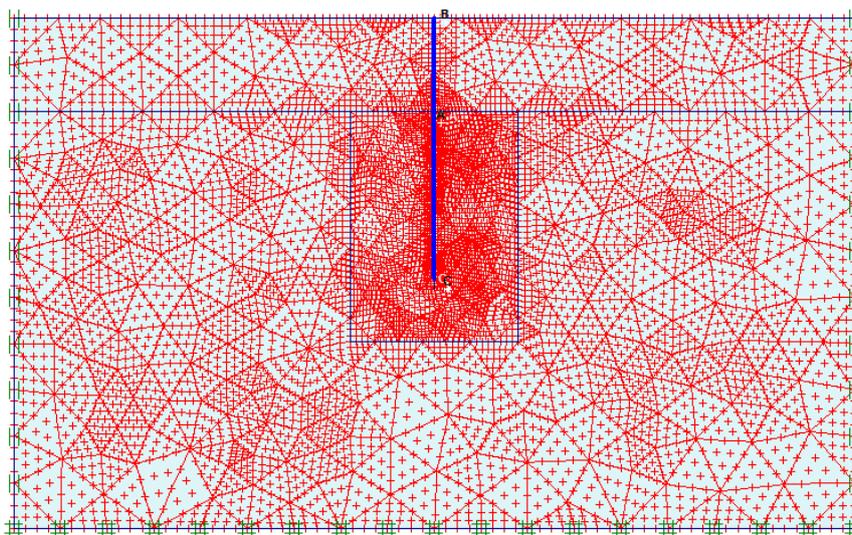


Figura 21. Definizione di alcuni nodi caratteristici

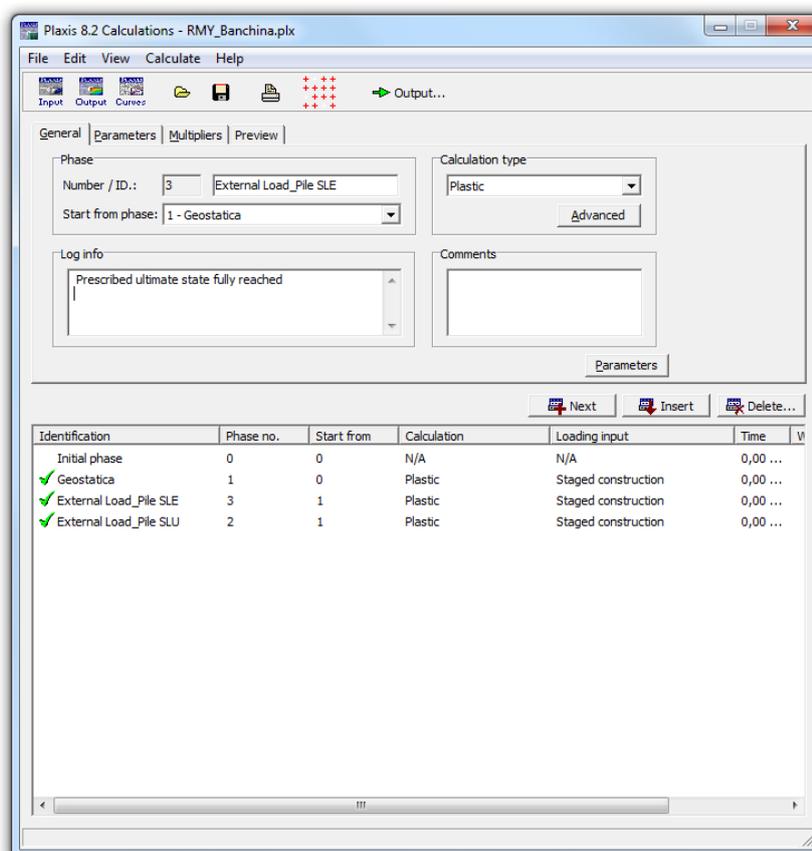


Figura 22. Fasi di realizzazione

Di seguito si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

External Load-Pile SLE

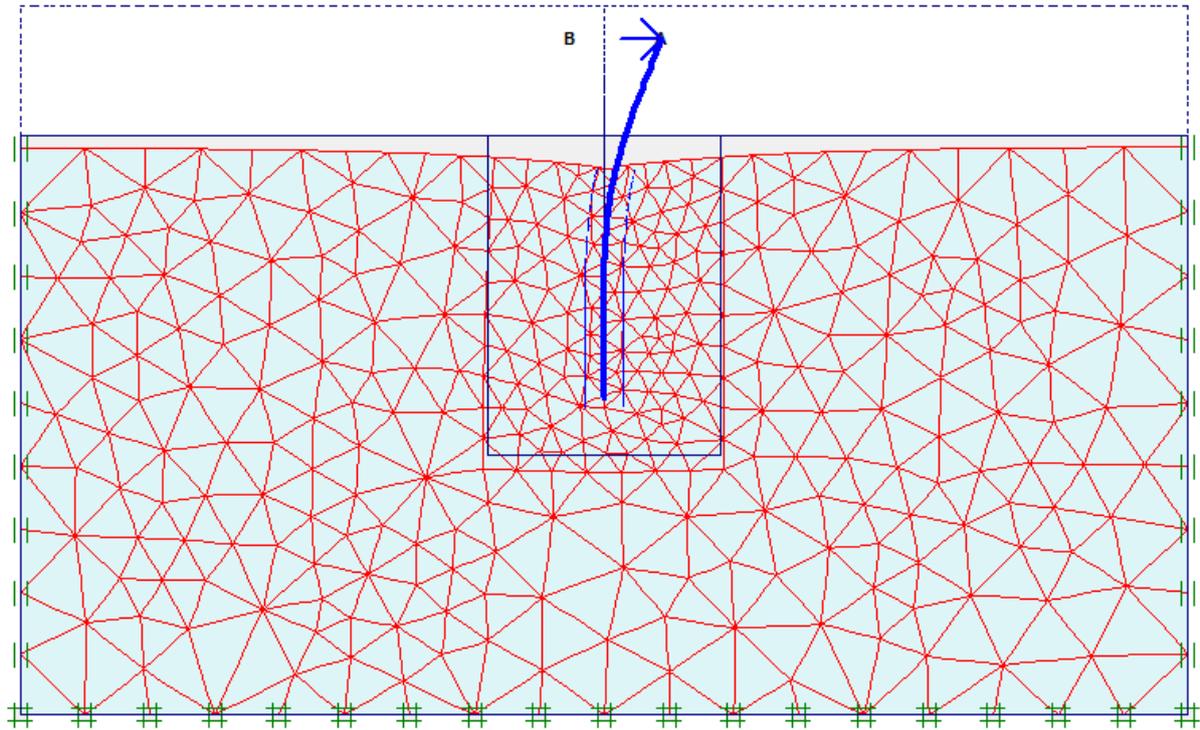


Figura 23. Mesh deformata

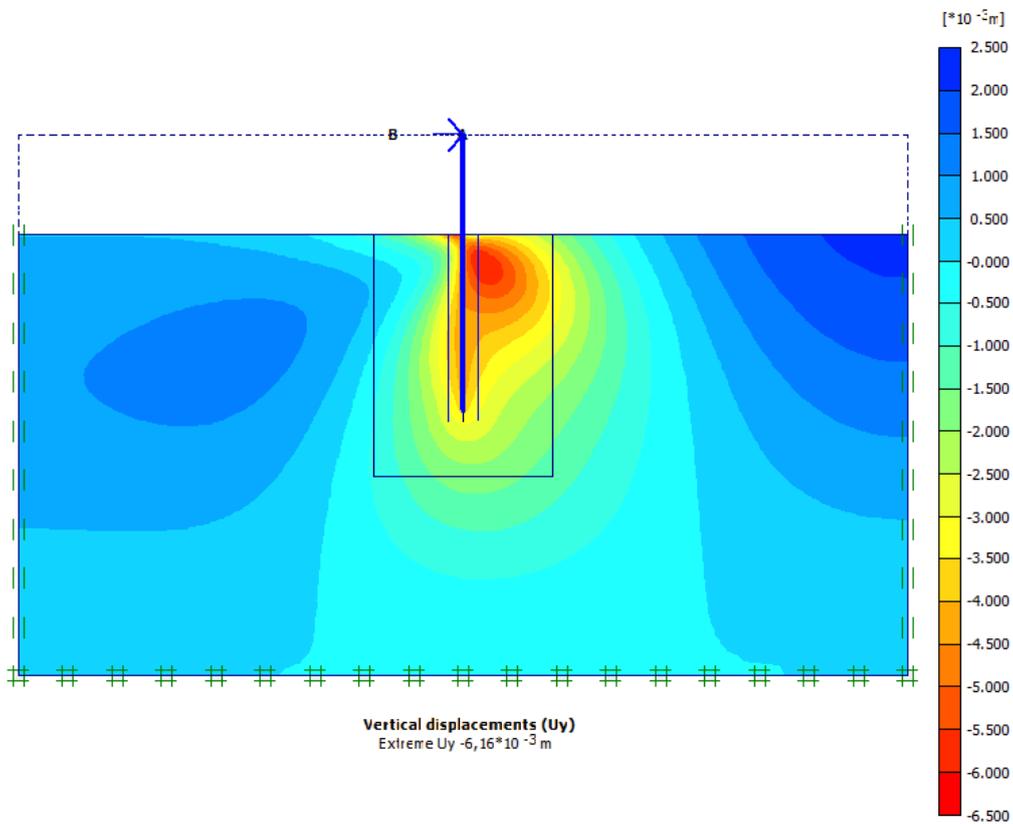


Figura 24. Vertical displacement $U_y -6,16 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

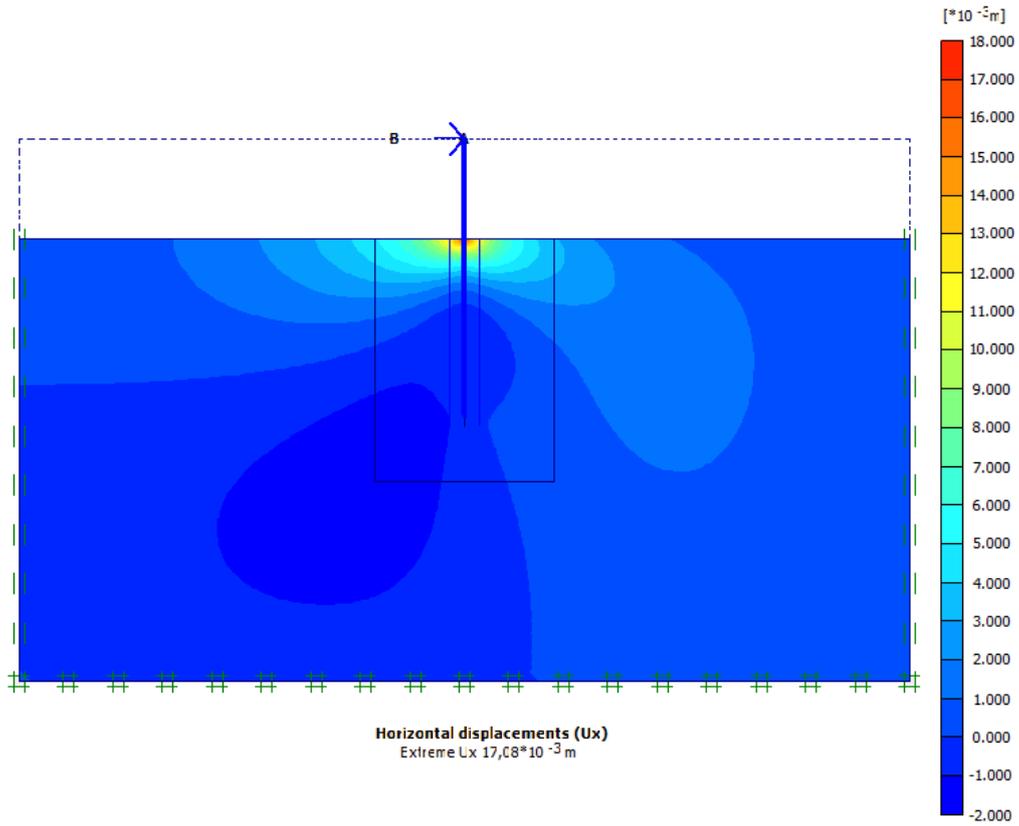


Figura 25. Horizontal displacement U_x $17,08 \cdot 10^{-3}$ m

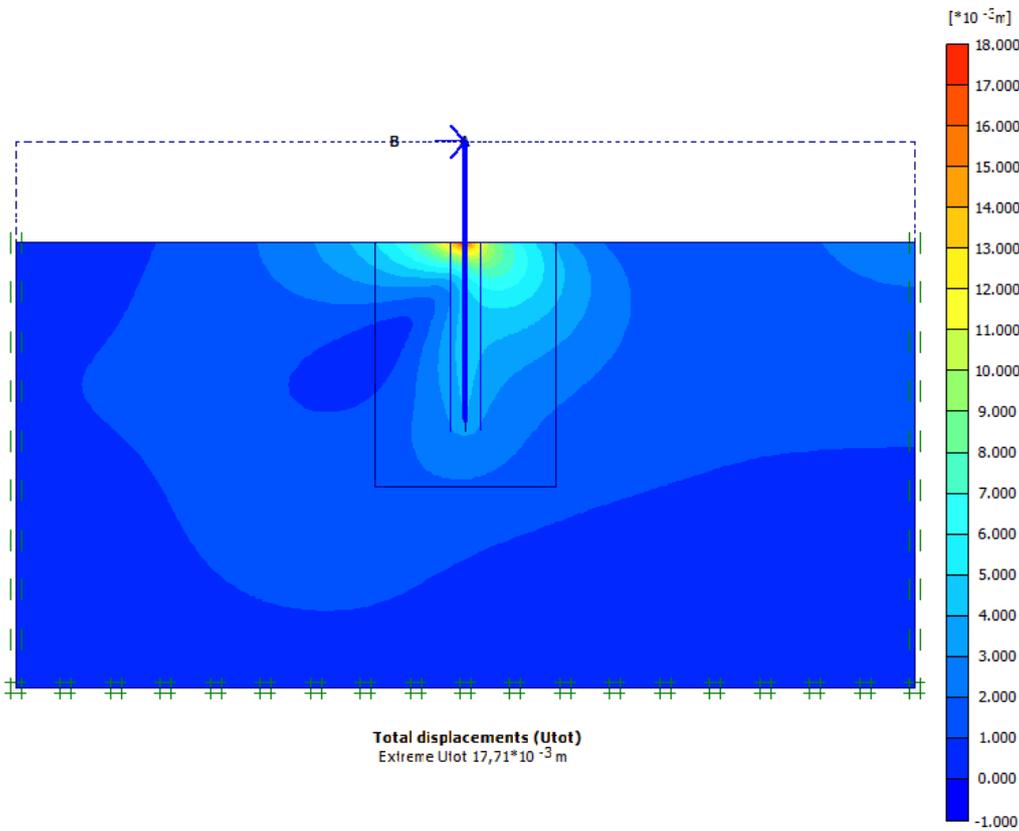


Figura 26. Total displacement U_{tot} $17,71 \cdot 10^{-3}$ m

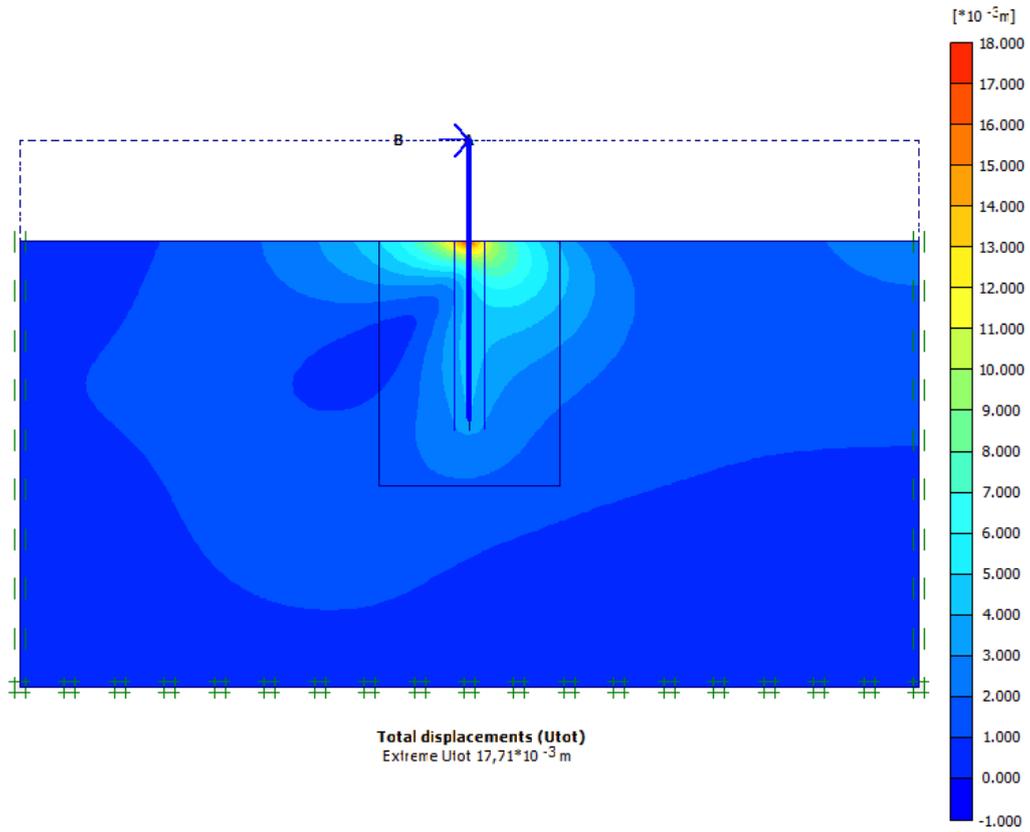


Figura 27. Total phase displacement dU_{tot} $17,71 \cdot 10^{-3}$ m

Di seguito si riportano le caratteristiche della sollecitazione relative alla **Palo**

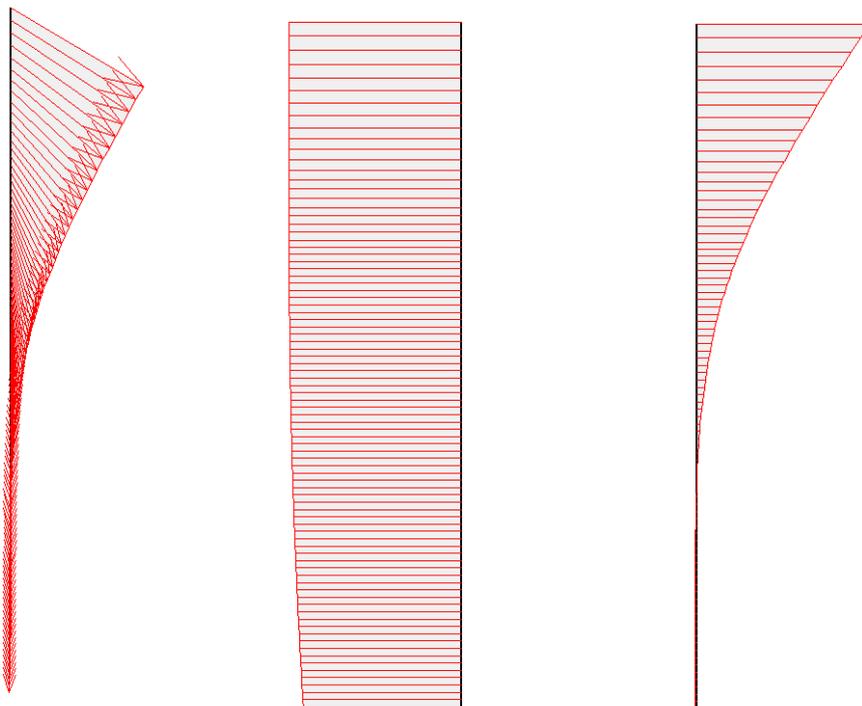


Figura 28. Total Displacement nella condizione più sfavorevole $120,96 \cdot 10^{-3}$ m_Vertical Displacement nella condizione più sfavorevole $-4,72 \cdot 10^{-3}$ m_Horizontal Displacement nella condizione più sfavorevole $-120,96 \cdot 10^{-3}$ m

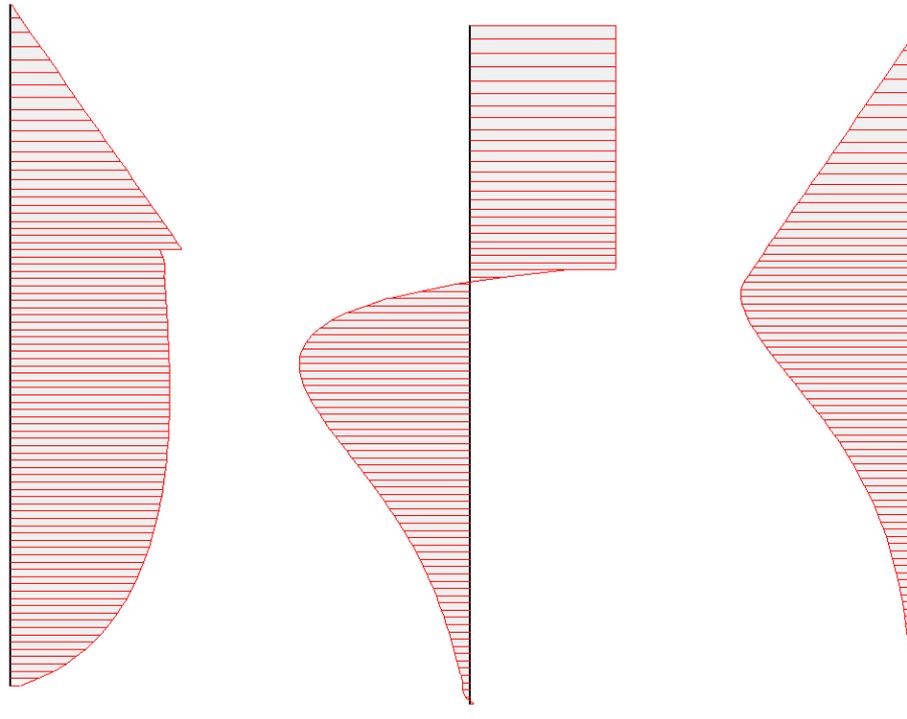


Figura 29. Sforzo normale nella condizione più sfavorevole -24,10 kN/m_Taglio nella condizione più sfavorevole 66,67 kN/m_Momento flettente nella condizione più sfavorevole 369,12 kNm/m

External Load-Pile SLU

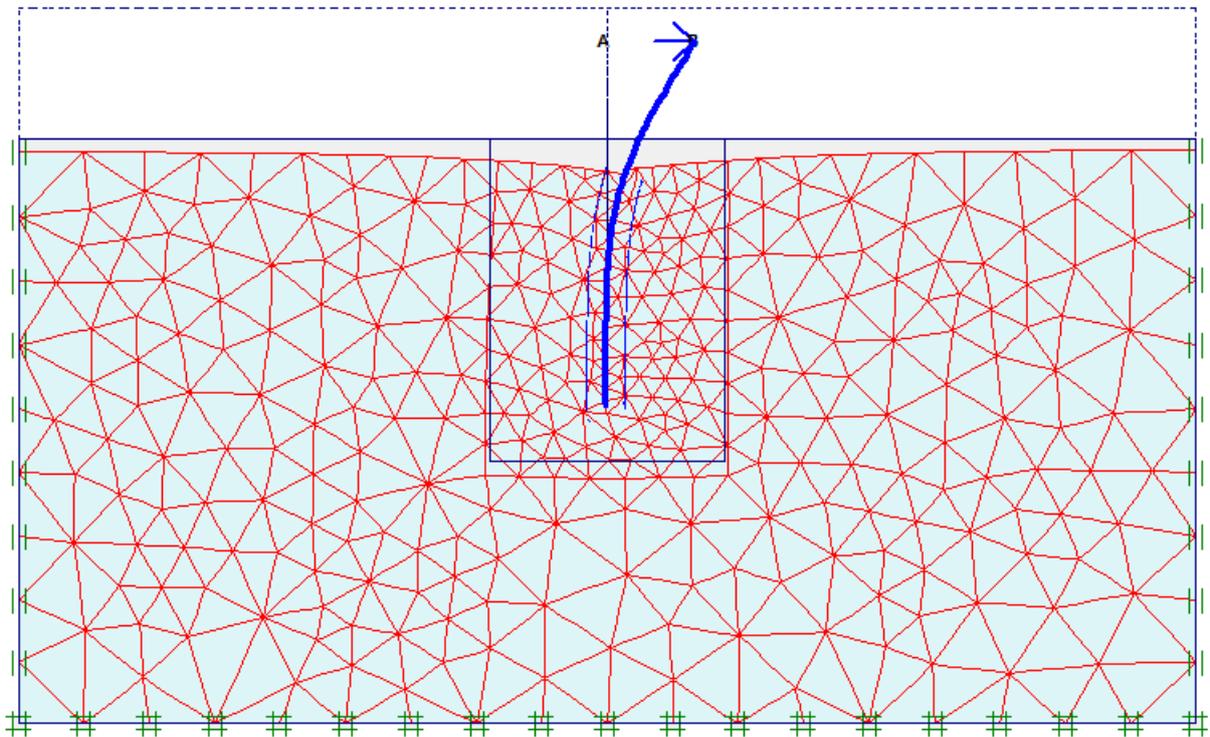


Figura 30. Mesh deformata

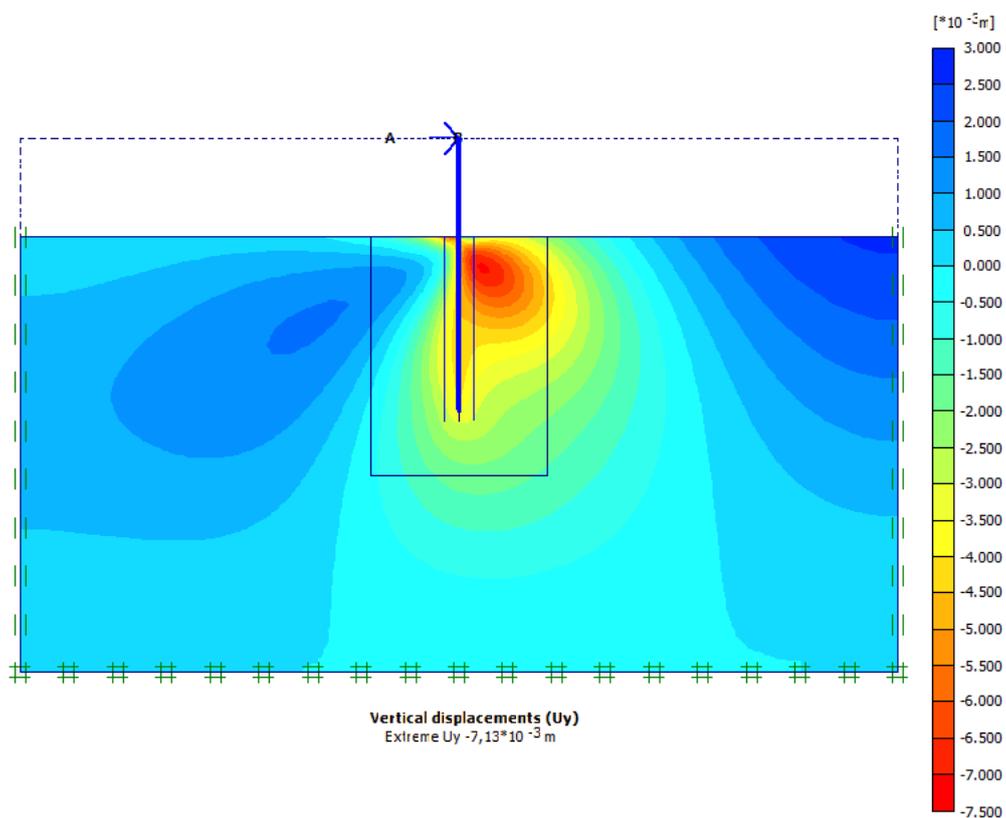


Figura 31. Vertical displacement $U_y -7,13 \cdot 10^{-3}$ m

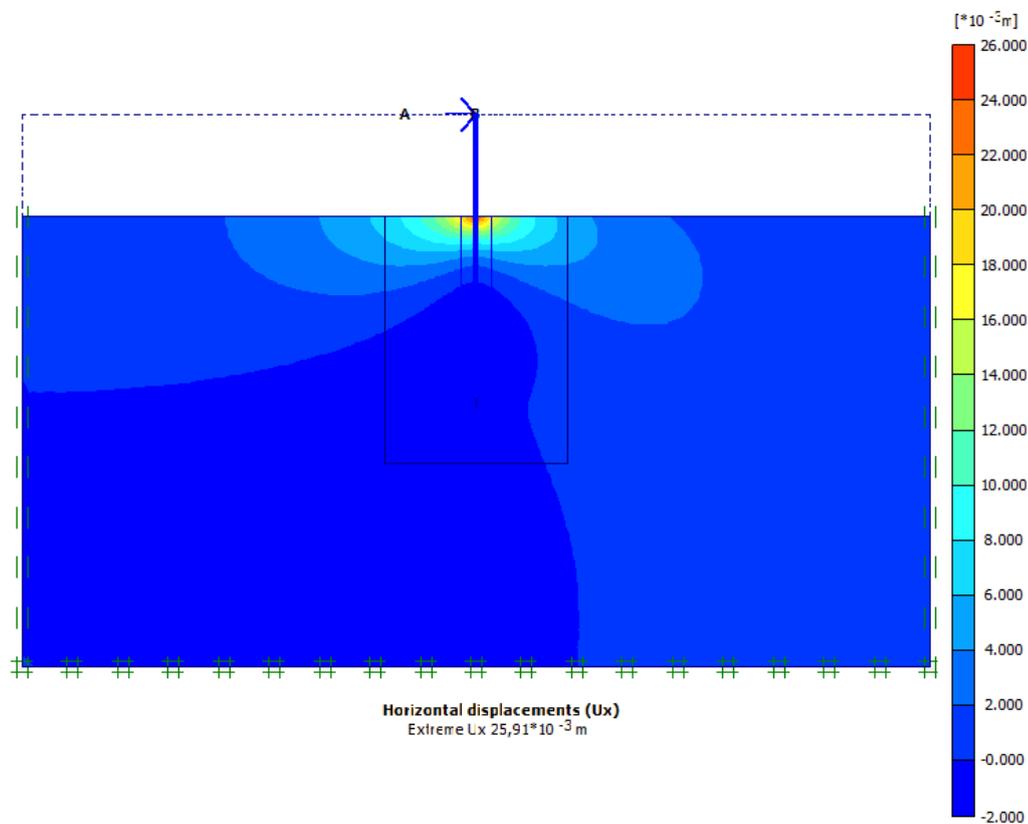


Figura 32. Horizontal displacement $U_x 25,91 \cdot 10^{-3}$ m

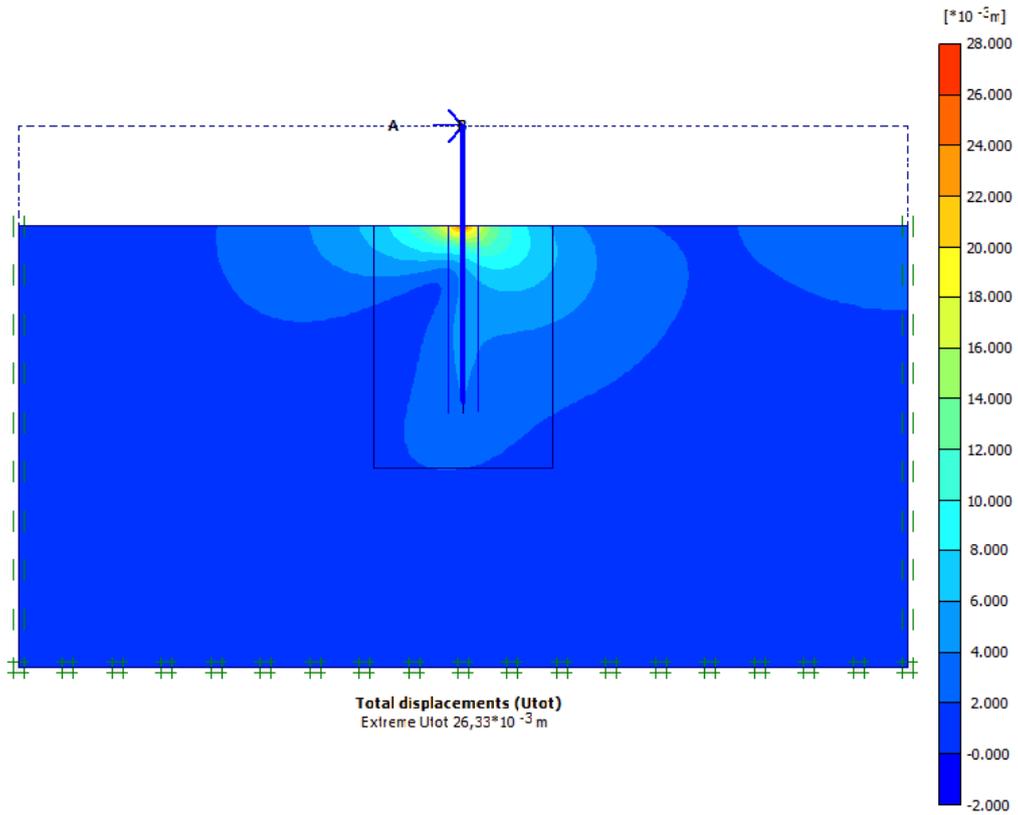


Figura 33. Total displacement U_{tot} 26,33*10⁻³ m

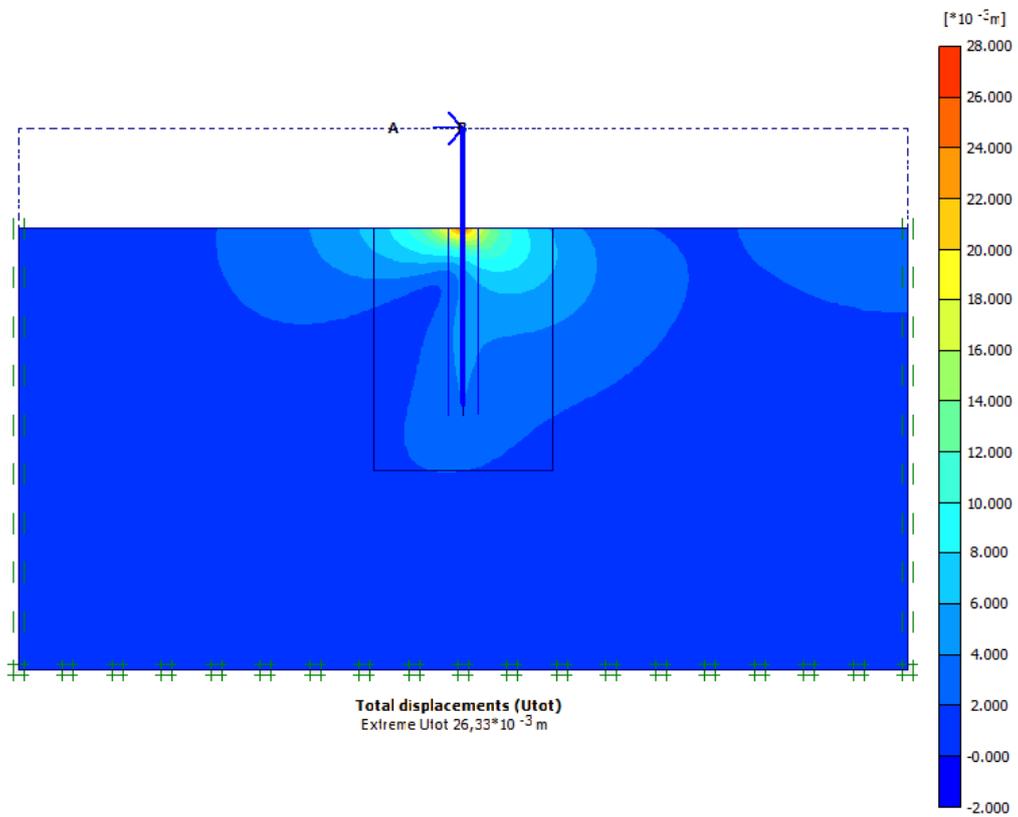


Figura 34. Total phase displacement dU_{tot} 26,33*10⁻³ m

Di seguito si riportano le caratteristiche della sollecitazione relative alla **Palo**

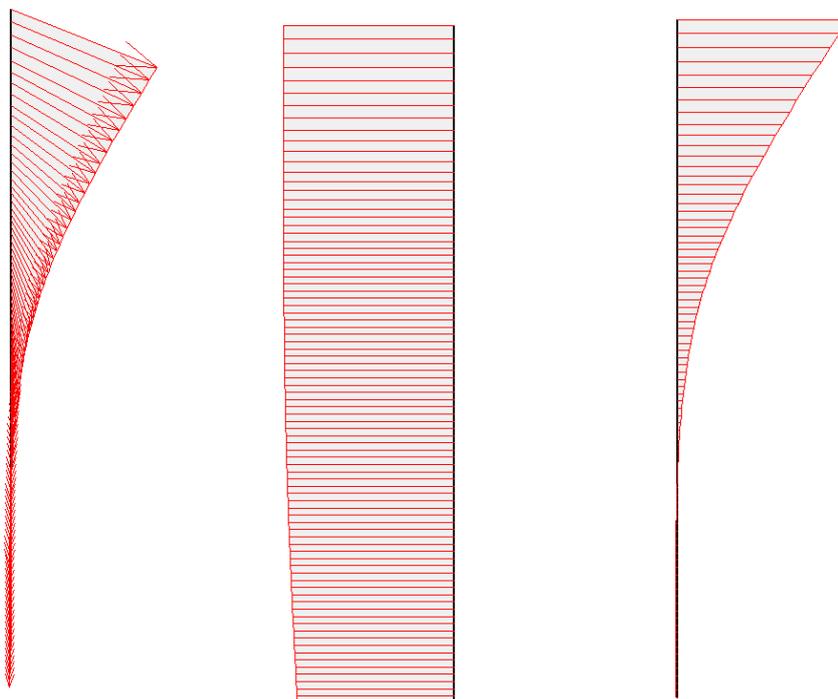


Figura 35. Total Displacement nella condizione più sfavorevole $182,27 \cdot 10^{-3}$ m_Vertical Displacement nella condizione più sfavorevole $-4,71 \cdot 10^{-3}$ m_Horizontal Displacement nella condizione più sfavorevole $182,21 \cdot 10^{-3}$ m

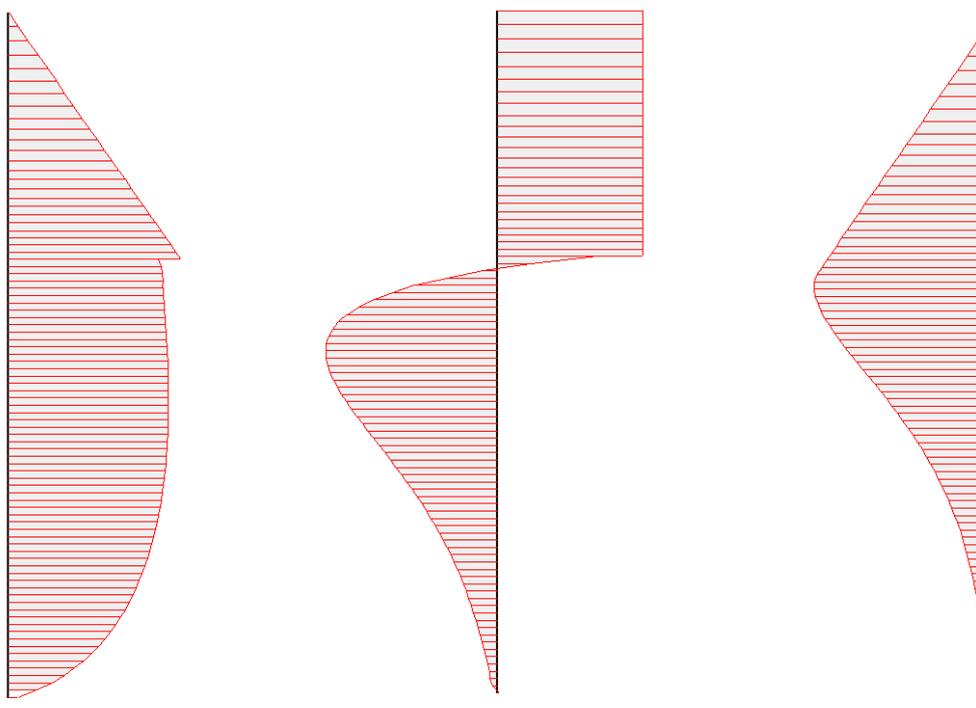


Figura 36. Sforzo normale nella condizione più sfavorevole $-24,10$ kN/m_Taglio nella condizione più sfavorevole $99,56$ kN/m_Momento flettente nella condizione più sfavorevole $553,76$ kNm/m

9. VERIFICA PALI DEI PONTILI

9.1. Verifica agli SLE (Spostamenti)

Per quanto concerne il controllo degli spostamenti, le NTC 2018 prescrivono di seguire il cap. 6.4.3.2 che rimanda espressamente alla condizione [6.2.7] che di seguito si rappresenta:

$$E_d \leq C_d$$

Dove:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nella combinazione di carico per gli SLE-combinazione caratteristica rara nel quale si considera un coefficiente delle azioni unitario;
- C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (fornito dallo strutturista). Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati.

Dal paragrafo 8.6 della presente relazione si evince come lo **spostamento massimo del terreno risulta essere pari a 1,7 cm** mentre in testa al palo si ottiene uno **spostamento massimo pari a 12,1 cm**. Tale valore risulta essere congruente con la tipologia di sovrastruttura considerata.

9.2. Verifica agli SLU (Resistenza)

Le norme tecniche utilizzate per le verifiche sono quelle approvate con decreto 17/01/2018 dal Ministero delle Infrastrutture e denominate “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 18).

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sono state eseguite adottando l'Approccio 2 – Combinazione (A1+M1+R3), previsto dalle NTC 18 cap. 6.4.3.1. Le sollecitazioni sono state determinate dai risultati delle analisi numeriche condotte con il codice di Calcolo PLAXIS V8.2 e valutate a partire dai valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno. Le sollecitazioni così ottenute sono da intendersi come valori caratteristici, E_k sono state quindi moltiplicate per i coefficienti parziali per le azioni - prescritti nelle NTC 18 - al fine di determinarne i corrispondenti valori di progetto E_d .

Per ogni stato limite ultimo, negli elementi più sollecitati, si è quindi accertato che:

$$\frac{E_d}{R_d} < 1$$

dove il rapporto E_d/R_d rappresenta il coefficiente di sfruttamento della sezione e E_d e R_d sono rispettivamente le azioni e le resistenze di progetto.

Facendo riferimento alle caratteristiche della sollecitazione introdotte nel capitolo precedente, di seguito si riporta il calcolo del Momento resistente del palo che è stato determinato considerando le seguenti caratteristiche.

- Palo del diametro $\phi 711/16$ mm;
- Acciaio S355 GP;
- Lunghezza del palo 24 m.

Per la verifica si è fatto riferimento al programma *Flex62++* insieme ad un foglio di calcolo che attraverso la teoria di Broms ripercorre il carico limite orizzontale massimo applicabile.

REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

Considerando un diametro dei pali pari a 0,711 m, e schematizzando il problema come una mensola, si è determinato un valore del carico di rottura pari a 343 kN mentre di snervamento pari a 211,85 kN.

Confrontando tale valore resistente con il carico massimo applicato allo SLU pari a 127 kN, si evince che la verifica risulta soddisfatta.

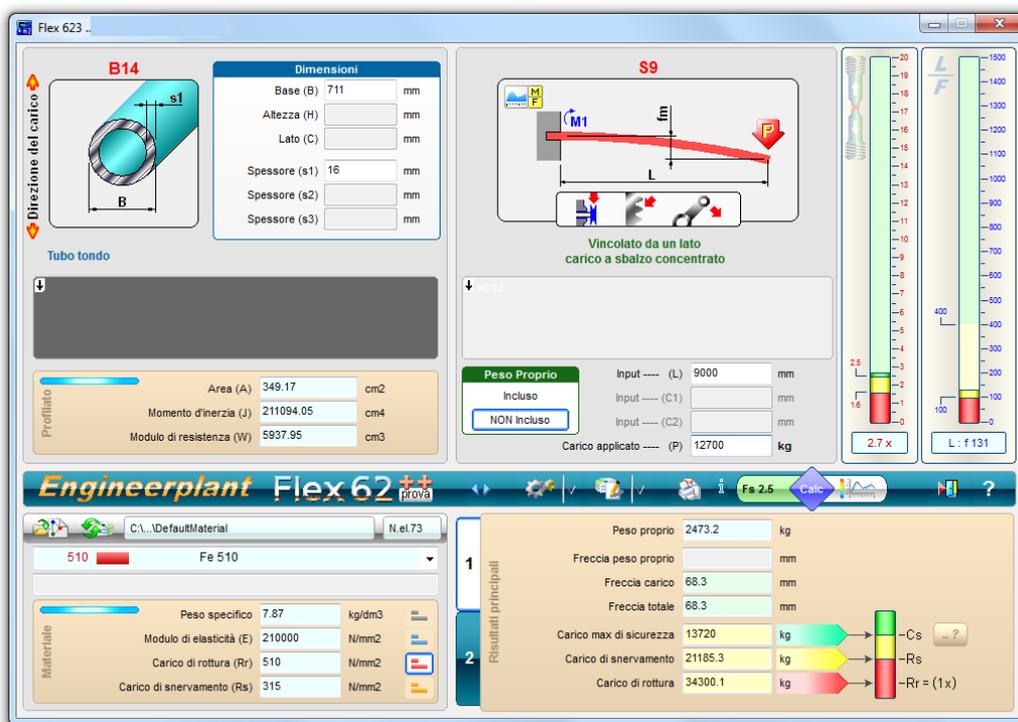
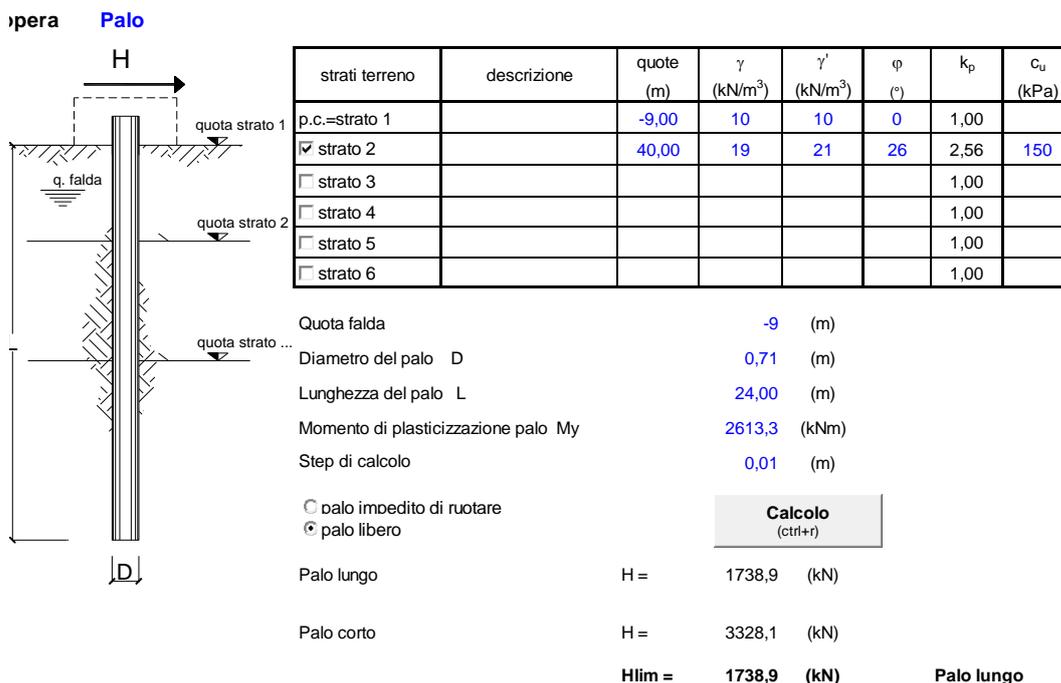


Figura 37. Calcolo del carico di rottura

Per determinare l'azione orizzontale limite ammissibile per il palo considerato, nonché per determinare il comportamento del palo (palo lungo o corto) si è fatto riferimento alla teoria di Broms. Di seguito si riporta un foglio di calcolo nel quale per considerare il palo libero in testa si sono conferite al primo strato caratteristiche scadenti.



REALIZZAZIONE DI UN APPRODO TURISTICO ALL'INTERNO DEL PORTO DI CIVITAVECCHIA
Progetto Definitivo – Relazione tecnica opere marittime

Dai calcoli effettuati si capisce come il palo si comporti come palo lungo e si ottiene una forza orizzontale limite pari a 1738,9 kN.

Si capisce come in funzione della geometria del sistema il problema principale, che ha conferito le caratteristiche al palo è risultato essere il controllo degli spostamenti in testa in quanto per quanto concerne gli aspetti inerenti la resistenza, le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Resistenza a flessione, forza assiale e taglio

Calcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2

Coefficiente n	n	0,003 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Ny,Rd}$	2613,30 [kNm]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Nz,Rd}$	2613,30 [kNm]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (<i>metodo EN1993 - 1 - 1:2010</i>)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	 0,053 [-]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (<i>metodo cautelativo</i>)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	 0,232 [-]