



AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEL MAR TIRRENO SETTENTRIONALE

Uffici di LIVORNO

PROGETTO PRELIMINARE

LAVORI DI ATTUAZIONE DELLE PREVISIONI DI ACQUATICITA' DELLA
TORRE DEL MARZOCCO

RELAZIONE TECNICA

RELO2

MARZO 2017

Il progettista:

Direzione Tecnica -Area progettazione-
Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Settentrionale

Ing. Ilaria Lotti

Coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

Direzione Tecnica -Area progettazione-
Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Settentrionale

Arch. Raoul Raffalli

Il Responsabile Unico del Procedimento

Direzione Tecnica
Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Settentrionale

Ing. Enrico Pribaz- Dirigente F.F.

Sommario

I	Oggetto	1
II	Inquadramento progettuale	1
III	Caratterizzazione geotecnica delle unità	1
III.a	Stratigrafia geotecnica- calata marzocco	2
IV	Normativa di riferimento	2
V	Condizioni a contorno- Livelli idraulici	3
VI	Caratteristiche materiali	4
VI.a	Strutture di calcestruzzo armato prefabbricate e gettate in opera per trave di coronamento	4
VI.a.1	<i>Calcestruzzo per getti non strutturali - correa pali-</i>	4
VI.a.2	<i>Calcestruzzo per getti strutturali a prestazione garantita (UNI EN 206-1),</i>	4
VI.a.3	<i>Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C/ zincato a caldo / copriferro</i>	5
VI.a.4	<i>Rete e tralicci elettrosaldati in B450C zincata a caldo / copriferro</i>	5
VI.a.5	<i>Acciaio inox AISI 316L in barre ad aderenza migliorata / copriferro</i>	5
VI.a.6	<i>Elemento prefabbricato di finitura trave di coronamento</i>	5
VI.b	Strutture in profilato metallico	5
VI.b.1	<i>Palancolato filo sponda tipo "AZ14_700R"_o equivalenti S355 gp</i>	5
VI.c	Tiranti di ancoraggio.....	6
VII	Pericolosità sismica di base	8
VII.a	Periodo di riferimento dell'azione sismica	8
VII.b	PERIODO DI RIFERIMENTO SISMICO	8
VII.c	Stati limite e relative probabilità di superamento(§3.2.1- NTC 2008)	8
VII.d	Valutazione a_g , F_0 e T_c^*	9
VII.e	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	10
VII.f	Valutazione dell'azione sismica	11
VII.f.1	<i>STRUTTURE ACQUATICITA'</i>	14
VIII	Sicurezza e prestazioni attese	16
IX	STRUTTURE PER IL RIPRISTINO DEL BACINO IDRICO	19
IX.a	Verifiche di sicurezza- SLU- di tipo Geotecnico (GEO).....	20
IX.a.1	<i>Collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera atto di moto rigido</i>	20
IX.a.2	<i>Verifica di stabilità globale</i>	20
IX.a.3	<i>Verifica allo sfilamento dei tiranti di ancoraggio</i>	22
IX.b	Verifiche di sicurezza- SLU- di tipo Strutturale (STR).....	25
IX.b.1	<i>Raggiungimento della resistenza in più ancoraggi</i>	25
IX.b.2	<i>Verifica allo stato limite ultimo di rottura dell'acciaio del tirante</i>	25
IX.b.3	<i>Verifica allo stato limite ultimo di aderenza acciaio-malta di iniezione</i>	26
IX.b.4	<i>Verifica allo stato limite ultimo di aderenza corrugato-malta di iniezione</i>	27

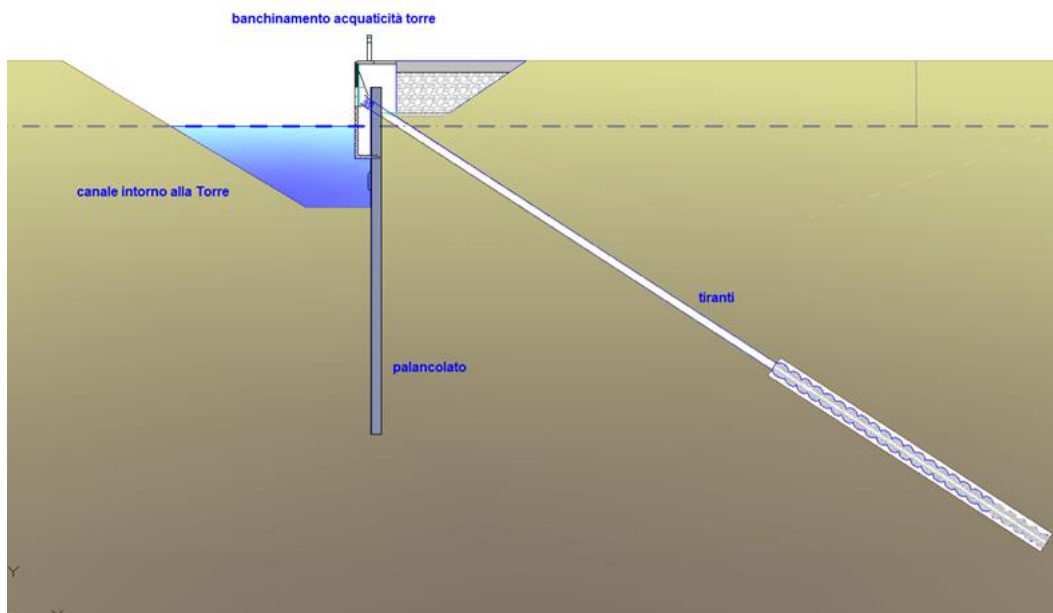
IX.b.5	Verifica STR della palanca	28
IX.b.6	Verifica presso-flessione	29
IX.b.7	Verifica instabilità per pressoflessione	30
IX.b.8	Verifica a taglio	31
IX.c	Verifica di sicurezza- SLE	31
IX.d	Verifiche spostamenti nelle combinazioni sismiche	32
IX.e	Verifiche trave di coronamento-	34
IX.e.1	Flessione trasversale indotta dal tiro delle bitte	34
IX.e.2	Verifica a taglio	35
IX.e.3	Verifica a fessurazione	36
IX.e.4	Copriferri-prescrizioni durabilità	37
X	STUDIO SU MODELLO NUMERICO DELLA IDRODINAMICA DELLO SPECCHIO ACQUEO IN PROGETTO ATTORNO ALLA TORRE DEL MARZOCCO DEL PORTO DI LIVORNO"	39
XI	ALLEGATO	42
XI.a	INDICAZIONE PER L'INSTALLAZIONE DELLE POMPE PER LA CIRCOLAZIONE FORZATA ALL'INTERNO DELLO SPECCHIO ACQUEO IN PROGETTO ATTORNO ALLA TORRE DEL MARZOCCO -AM3 SPIN OFF srl dell'Università degli Studi di Firenze-	42

I Oggetto

Il progetto descrive i lavori per realizzare le strutture e le opere necessarie per l'attuazione delle previsioni di acquaticità della Torre del Marzocco.

II Inquadramento progettuale

Le strutture per il ripristino del bacino idrico, vedi tavola 03 allegata negli elaborati grafici, vengono realizzate mediante un palancoato metallico infisso fino a -9,5 m l.m.m. tirantato a tergo e sormontato da un trave di coronamento (tratti 1-5) impermeabilizzate mediante l'impermeabilizzazione dei gargami e rivestito in pietra. Il canale idrico, prima fase della realizzazione del bacino idrico, avrà un tirante d'acqua pari a 2,5 metri.



III Caratterizzazione geotecnica delle unità

Il calcolo rigoroso delle opere di sostegno è stato affrontato come problema di interazione terreno – struttura. L'analisi deformativa e tensionale è stata svolta, mediante un codice di calcolo agli elementi finiti, sviluppato per applicazioni geotecniche, denominato PLAXIS 2D 2010 che esegue analisi di geometrie bidimensionali in condizioni di deformazioni piane o assialsimmetriche.

Il modello costitutivo del terreno adottato è quello denominato *Hardening Soil with small strain stiffness* dettagliatamente descritto nella relazione geotecnica e di calcolo.

Utilizzando i dati geognostici di campagne antecedenti in siti limitrofi, della campagna geognostica e geofisica specificatamente studiata per il progetto in oggetto, è stato possibile individuare una stratigrafia geotecnica che si riporta di seguito in condizione M1 (parametri geotecnici non ridotti). La relazione geologica è stata redatta invece dal geologo Libero Michelucci a cui si rimanda in allegato [Allegato 5 della relazione illustrativa].

III.A STRATIGRAFIA GEOTECNICA- CALATA MARZOCCO

ID	DESCRIZIONE sintetica	z TOP [m J.m.m.]	z BOTTOM [m J.m.m.]	modello	tipo	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	E_{oed}^{ref} [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	$\nu'(nu)$ [-]	m	c'_{ref} [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	OCR [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	G_0^{ref} [kN/m ²]	k0 NC	k0 ocr	cu [kN/m ²]
modello M1				plaxis	UD/D													JAKY	PLAXIS	
0	terreno vegetale, terreno di riporto compattato	Quota media p.c.+1,5	0	HS_SMALL	D	20	60000	60000	180000	0,2	0,5	0	42		1	0,000100	250000	0,331	0,331	
1	terreni di composizione varia da limi sabbiosi e/o argillosi con resti di riporto	0	-1,5	HS_SMALL	D	19,5	30000	30000	60000	0,2	0,5	0	32		1	0,000100	150000	0,470	0,470	
2	sabbie con limo argillose o limi con sabbie argillosi con fanerogame intrecciate	-1,5	-6,5	HS_SMALL	D	18	3000	3000	10000	0,2	0,5	0	30		1	0,000100	30000	0,500	0,500	
3	sabbie limose da fini a grossolane, miste a ghiaietto, ghiaia di colore ocra a tratti cementate	-6,5	-9,5	HS_SMALL	D	19,5	35000	35000	80000	0,2	0,5	0	38		1	0,000120	120000	0,385	0,385	
4	limo con argilla debolmente sabbioso o sabbioso	-9,5	-11,5	HS_SMALL	D	20	8000	6000	24000	0,285	0,7	10	27		4	0,000176	110000	0,546	0,989	50
5	sabbia con limo e percentuali non trascurabili di argilla	-11,5	-13,5	HS_SMALL	D	19,5	30000	25000	70000	0,2	0,5	0	34		1	0,000120	150000	0,441	0,441	100
6	limo con argilla debolmente sabbioso o sabbioso	-13,5	-17	HS_SMALL	D	20	8000	6000	24000	0,285	0,7	10	27		4	0,000176	110000	0,546	0,989	140
7	sabbia con limo argilloso	-17	-21	HS_SMALL	D	19,5	25000	20000	60000	0,2	0,5	0	33		1	0,000120	120000	0,456	0,456	100
8	predominanza di limo con abbondante argilla e percentuali non trascurabili di sabbia	-21	-30	HS_SMALL	D	20	9000	7000	27000	0,285	0,7	15	27		4	0,000176	110000	0,546	0,989	200
9	sabbie a grana da fine a media, limose con livelli di ghiaie e sabbie grossolane	-30	-40	HS_SMALL	D	20	50000	49000	150000	0,2	0,5	0	43	6	1	0,000100	300000	0,318	0,318	

IV Normativa di riferimento

- Decreto Ministeriale 14-01-2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008";
- Legge Regionale Toscana 03-01-2005 n°1, "Norme per il governo del territorio";
- Legge Regionale n.20 del 31-05-2006, " Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento"
- D.P.G.R. Toscana 8 settembre 2008 n.46/R;
- Legge Regionale 3 marzo 2010, n.28;

- Deliberazione n° 431 del 19 giugno 2006 della Giunta Regionale della Toscana - Classificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006.
- D.M. 9/1/96 e Circ. Min. LL.PP. n°252 AA.GG/S.T.C del 15/10/96
- **Eurocodice 2 - UNI EN 1992-1-1** Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte V: Fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici.
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica - Parte I: Regole generali
- **UNI EN 1992-1-1** Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- **UNI EN 206-1** Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità per prescrivere il calcestruzzo;
- **UNI EN 13670-1** Esecuzione di strutture di calcestruzzo.
- **Decreto n°12391 22/12/2011**
- **EN 1537-2002** Esecuzione di lavori geotecnici speciali tiranti d'ancoraggio

All'elenco sopra menzionato si aggiungono tutte le norme menzionate negli elaborati progettuali e nel capitolato speciale d'appalto.

V Condizioni a contorno- Livelli idraulici

Le condizioni idrauliche a contorno non dovranno essere modificate.

Allo stato attuale la quota del livello medio mare coincide con la quota delle acque nei terreni, interconnesse con il corpo idrico "mare" con cui sono a diretto contatto, in quanto la sponda prospiciente alla Torre del Marzocco è di fatto una sponda naturale permeabile realizzata in contatto con il mare.

La realizzazione del progetto nel suo complesso, cioè il banchinamento della sponda e la realizzazione del bacino idrico, che in prima fase prevenderà la realizzazione di canali intorno alla Torre interconnessi con il mare, come meglio specificato nei paragrafi precedenti, permetterà di raggiungere tale obiettivo di invarianza delle condizioni idrauliche nell'intorno della torre.

Si sottolinea inoltre che gli strati più permeabili sono quelli superficiali, lo strato di riporto, lo strato di sabbie con limo con fanerogame e percentuali di argille e lo strato di sabbie ocre debolmente limose.

VI Caratteristiche materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle opere strutturali sono sinteticamente riportate nel seguito (le eventuali marche presenti negli elaborati sui componenti strutturali devono essere considerate solo indicative purché siano garantite le stesse prestazioni, proprietà dei materiali e resistenza).

VI.A STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO PREFABBRICATE E GETTATE IN OPERA PER TRAVE DI CORONAMENTO

Le normative italiane ed europee prescrivono di definire la destinazione d'uso, la vita utile di progetto e l'ambiente in cui verrà eretta la struttura. Per "ambiente" si intendono tutte le azioni che l'ambiente eserciterà sulla struttura: siano esse meccaniche (sisma, vento, neve, escursioni termiche), siano chimico-fisiche (umidità, temperatura, concentrazione di cloruri, anidride carbonica, solfati, ecc.).

Tramite le norme UNI EN 1992-1-1, UNI EN 206-1 e UNI 11104 (la norma di recepimento in Italia della EN 206-1) è possibile definire le caratteristiche minime dei materiali e dei copriferri, parametri essenziali per procedere al dimensionamento degli elementi strutturali attraverso la modellazione agli elementi finiti. Nella nuova progettazione dei materiali è stato necessario soddisfare il requisito di durabilità, requisito garantito se il tempo t_1 (istante in cui la resistenza strutturale uguaglia l'azione sollecitante) è superiore alla vita utile di progetto t_u .

VI.a.1 Calcestruzzo per getti non strutturali - correa pali-

- Classe di resistenza a compressione minima: C(25/35)

VI.a.2 Calcestruzzo per getti strutturali a prestazione garantita (UNI EN 206-1),

- Classi di esposizione ambientale: XS3 (UNI 11104- prospetto 1)
- Classe di resistenza a compressione minima: C(35/45) (UNI 11104- prospetto 4)
- Rapporto a/c_{max} : 0,45
- Cemento, min= 360 kg;
- Classi di consistenza: S4
- Diametro massimo aggregati =30 mm
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd}= 19,8 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd}= 1.498 \text{ N/mm}^2$

VI.a.3 Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C/ zincato a caldo / copriferro

- $f_{y\ nom} = 450\ \text{N/mm}^2$
- $f_{t\ nom} = 540\ \text{N/mm}^2$
- $(f_{y,\ mis} / f_{y,\ nom})_k \leq 1,25$
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$

VI.a.4 Rete e tralicci elettrosaldati in B450C zincata a caldo / copriferro

- $f_{y\ nom} = 450\ \text{N/mm}^2$
- $f_{t\ nom} = 540\ \text{N/mm}^2$
- $(f_{y,\ mis} / f_{y,\ nom})_k \leq 1,25$
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$

VI.a.5 Acciaio inox AISI 316L in barre ad aderenza migliorata / copriferro

- $f_{y\ nom} = 450\ \text{N/mm}^2$
- $f_{7\%} = 540\ \text{N/mm}^2$
- $(f_{y,\ mis} / f_{y,\ nom})_k \leq 1,25$
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$

La saldabilità di tali acciai va documentata attraverso prove di saldabilità certificate da un laboratorio di cui all'art.59 del DPR n.380/2001 ed effettuate secondo gli specifici procedimenti di saldatura, da utilizzare in cantiere o in officina, previsti dal produttore. Per essi la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

VI.a.6 Elemento prefabbricato di finitura trave di coronamento

Veletta non strutturale con funzione di copriferro per la trave di coronamento realizzato in calcestruzzo durabile analogo a quello della trave di coronamento con barre, reti e tralicci di armatura in acciaio inox AISI 316L

VI.B STRUTTURE IN PROFILATO METALLICOVI.b.1 Palancolato filo sponda tipo "AZ14 700R" o equivalenti S355 gp

Palancolato in acciaio laminato a caldo grado S355GP norma EN 10248 con spessore $t \leq 40\ \text{mm}$. Valori nominali delle proprietà del materiale in sede di progettazione.

- Modulo elastico	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità trasversale	$G=E/[2(1+\nu)] \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson	$\nu=0.3$
- Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha=12 \times 10^{-6} \text{ per}^\circ\text{C}^{-1}$
- Densità	$\rho=7850 \text{ kg/m}^3$
- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}= 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}= 480 \text{ N/mm}^2$

VI.C TIRANTI DI ANCORAGGIO

I tiranti permanenti, progettati sulla base dei requisiti progettuali, dei requisiti strutturali dei tiranti e delle caratteristiche del terreno, dovranno necessariamente essere verificati con prove di ancoraggio. Il tirante di ancoraggio del tipo attivo e permanente ai sensi di EN 1537-2002, sarà realizzato con armatura a trefoli compatti di acciaio armonico, ciascuno di area nominale 165 mm^2 e carico di rottura (P_{tk}) pari a 307 kN, testati a fatica ad almeno due milioni di cicli, dotato di doppia guaina corrugata sul bulbo e sulla parte libera, compresi tubetti per iniezione primaria esterna col metodo delle iniezioni ripetute e selettive (almeno tre cicli), iniezione fondazione e sfiato da boccaforno, iniezione tra le due guaine nel bulbo e relativo sfiato da boccaforno, compreso nella fornitura l'aggancio della protezione totale sotto piastra.

Sono previsti tamponi trefolo per trefolo tra la parte la libera a la fondazione de tirante stesso, compresi sacco otturatore per la realizzazione del bulbo di ancoraggio, distanziatori dai trefoli per far assumere al tirante la caratteristica forma sinusoidale, le predisposizioni anticorrosive mediante ingrassaggio e inguainatura dei trefoli su tutto il tratto libero, la piastra di ripartizione e i blocchi di ancoraggio.

Acciaio da trefoli per cemento armato precompresso:

- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} 1860 \text{ MPa}$
- Diametro 15.2 mm
- Area nominale 165 mm^2
- tensione effettiva all'1% di allungamento 270 kN
- carico di rottura (P_{tk}) 307 kN
- modulo elastico $E = 196\pm 10 \text{ KN/mm}^2$

- limite elastico convenzionale allo 0,1% (Pt0,1k) 264 kN
- tensione limite di snervamento f_{ptk} 1670 MPa
- rilassamento dopo 1000 h 0,7 f_{pt} 2,5 %
- rilassamento dopo 1000 h 0,8 f_{pt} 4,5 %
- peso minimo 1289 g/m

La miscela cementizia d'iniezione dovrà avere una resistenza cubica $R_{ck} \geq 35$ MPa.

Dovranno essere eseguite prove di carico di preaccettazione portate a rottura del complesso terreno fondazione dei tiranti su tiranti appositamente realizzati, secondo le specifiche da normativa e fornite dal progettista nel capitolato speciale d'appalto, prima dell'inizio delle lavorazioni al fine della determina della tensione limite tangenziale di aderenza disponibile.

Data la forte eterogeneità del progetto e i diversi orizzonti coinvolti nell'interazione bulbo-terreno dovranno essere tarati i tiranti prova su tutte le tipologie di tiranti.

Dovrà essere predisposto un piano di monitoraggio per verificare il comportamento dei tiranti nel tempo.

Dovrà obbligatoriamente essere effettuata **la conferma sperimentale della capacità resistiva dei tiranti con prove di trazione** il cui numero minimo è stabilito dalla norma al paragrafo 6.6.4.

VII Pericolosità sismica di base

VII.A PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA

Ai sensi del p.to n. 2.4.3 del NTC 14 gennaio 2008, il periodo di riferimento dell'azione sismica V_R si calcola attraverso la seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale e C_U è il valore del coefficiente d'uso, definito al variare della classe d'uso dalla tabella 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

VII.B PERIODO DI RIFERIMENTO SISMICO

Le strutture della nuova acquaticità sono opere di tipo ordinario e di importanza normale la cui vita nominale V_N assegnata è pari a 50 anni.

La classe d'uso viene definita in presenza di azioni sismiche con riferimento all'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Prevedendo normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali rientra nella classe d'uso II ($C_U=1$).

Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta quindi pari a 50 anni.

VII.C STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO (§3.2.1- NTC 2008)

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite ultimi e di esercizio sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Con riferimento alla Tab. C.7.1.I della circolare ministeriale n.617 del 2 febbraio 2009, le verifiche sismiche da effettuarsi sono funzione della classe d'uso.

Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

La probabilità di superamento P_{V_R} dell'azione sismica nel periodo di riferimento V_R è legata allo stato limite indagato. I valori sono desumibili dalla Tab. 3.2.I di seguito riportata.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

VII.D VALUTAZIONE A_G , F_0 E T_C^*

Fissata la vita di riferimento V_R è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R) espresso in anni.

Il T_R è esprimibile in funzione del periodo di riferimento dell'azione sismica V_R e della probabilità di superamento P_{V_R} mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Il territorio italiano è suddiviso in una griglia con passo 0.05 gradi, per un totale di 16852 punti ordinati da ovest a est e da nord a sud dove in ciascun nodo sono forniti:

- i valori di accelerazione massima del suolo (a_g = frazione della accelerazione di gravità), riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s ovvero cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005), con probabilità di eccedenza in 50 anni pari a: 81%, 63%, 50%, 39%, 30%, 22%, 5% e 2%, e le misure delle incertezze espresse in termini di 16mo e 84mo percentile;
- i valori di F_0 e T_C^* al variare del T_R ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica (la condizione di minimo è imposta operando ai minimi quadrati, su spettri di risposta normalizzati ad uno, per ciascun sito e ciascun periodo di ritorno).

Interpolando i valori del reticolo si ottengono i valori di a_g , F_0 e T_C^* del sito in esame corrispondenti ai tempi di ritorno

a_g , F_0 e T_C^* per $V_R=50$ anni

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,033	2,579	0,209
SLD	50	0,041	2,580	0,238
SLV	475	0,112	2,458	0,270
SLC	975	0,145	2,478	0,276

VII.E CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per ottenere l'azione sismica di progetto è necessario valutare gli effetti della risposta sismica locale tenendo conto del sottosuolo e della topografia del sito.

Il parametro meccanico certamente più significativo per la caratterizzazione del tipo di sottosuolo è la cosiddetta "average shear wave velocity" $v_{s,30}$, che è una sorta di velocità equivalente (e non media) delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, calcolata come:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

in cui h_i e v_i sono rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (in m/s) a piccole deformazioni distorsionali ($\gamma \leq 10^{-5}$) dello i -esimo degli N strati del sottosuolo.

La formulazione, analoga a quella della permeabilità in serie dei sottosuoli stratificati, privilegia il contributo degli strati più deformabili, fornendo una velocità equivalente $v_{s,30}$ sensibilmente condizionata dalle velocità più basse presenti nei primi 30 m di sottosuolo. Essa non tiene conto invece della reale successione degli strati, che è un ulteriore elemento condizionante la risposta sismica locale (difficile però da contemplare in una schematizzazione, per quanto razionale, comunque semplificata del sottosuolo).

Visti i risultati ottenuti dai sondaggi e sulla base della misura della velocità delle onde di taglio nel sottosuolo V_s (prova Down Hole allegate alla relazione geologico-geotecnica) è stato possibile calcolare la velocità equivalente $V_{s,30}$ (vedi relazione geologica e allegati).

Dalla $V_{s,30}$ ricavata grazie alla down hole effettuata presso la Torre del marzocco si individua la categoria di suolo **C** [180-360 m/s].

La categoria topografica risulta **T1**.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

VII.F VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La filosofia della progettazione in zone sismiche riflette alcune osservazioni:

1. Le deformazioni del terreno, le corrispondenti deformazioni della struttura e le tensioni della struttura sono parametri essenziali nella progettazione;
2. I metodi convenzionali dell'equilibrio non permettono una buona stima di questi parametri;
3. Alcune deformazioni residue devono considerarsi accettabili.

Il PIANC 2001 fornisce i criteri per il metodo riassunti nella seguente tabella.

Damage criteria	Component	Level of damage	Serviceable	Repairable	Near Collapse	Collapse
		Damage Parameters				
Residual displacements	Sheet pile wall	Normalized residual horizontal displacement (u_r/h)	Less than 1.5%	N/A	N/A	N/A
		Residual tilting towards the excavation side	Less than 3°	N/A	N/A	N/A
	Apron	Differential settlement on apron	Less than 0.03+0.1m	N/A	N/A	N/A
		Differential settlement between apron and non-apron areas	Less than 0.3+0.7m	N/A	N/A	N/A
		Residual tilting towards the excavation side	Less than 2+3°	N/A	N/A	N/A
Peak response stresses/strains	Sheet pile wall	Above the dredge level	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit above the dredge level)	Plastic (less than the ductility factor/strain limit above the dredge level)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit above the dredge level)
		Below the dredge level	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit below the dredge level)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit below the dredge level)
	Tie-rod	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit for tie-rod)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for tie-rod)	
	Anchor	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit for anchor)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for anchor)	

Damage criteria for sheet pile wall (adapted from PIANC, 2001).

Spostamento dell'opera di sostegno in condizioni sismiche

PIANC (2001)

Livello di danno		d/H (%)
I	Ammissibile	< 1,5
II	Riparabile	1,5 – 5,0
III	Prossimo al collasso	5,0 – 10,0
IV	Collasso	>10

Altri criteri sono riportati in altri codici sismici (PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE 1997; MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN, 1999; ASCE-TCLEE, WERNER, 1998).

Nella valutazione dell'azione sismica per paratie (opere di sostegno) è ammesso l'uso di metodi pseudostatici.

L'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo (§7.11.6.3- NTC 2008).

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un

coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

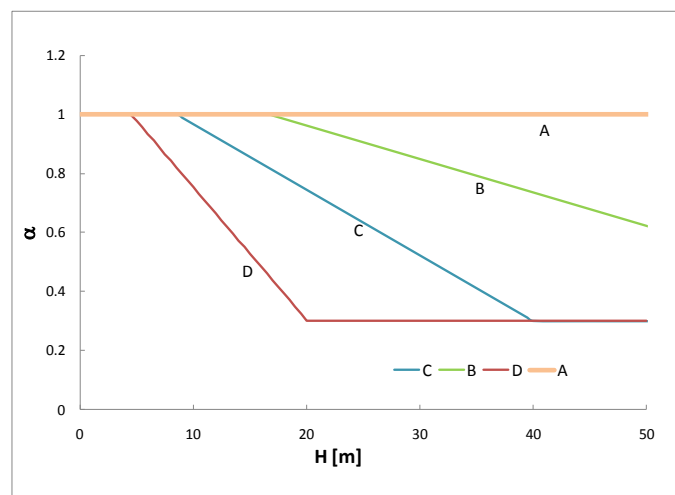
Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_c

Categoria sottosuolo	S_S	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.



Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del

massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0.005 \cdot H$$

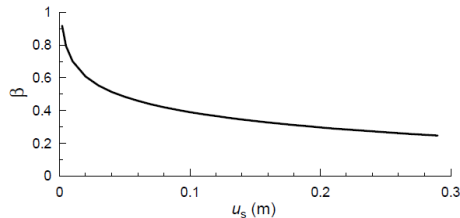


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Tale parametro u_s viene meglio specificato al pt. C7.11.6.3:

- "1. u_s è il massimo valore dello spostamento post-sismico ammissibile, scelto dal progettista, derivante da un atto di moto rigido che chiami in causa la resistenza del terreno;
2. u_s è lo spostamento in corrispondenza del quale si raggiunge una rottura di tipo fragile negli elementi di vincolo della paratia (per esempio, l'allungamento che produce la rottura dei trefoli di un ancoraggio, o l'accorciamento plastico di un puntone al quale corrisponde una significativa degradazione di resistenza, oppure uno spostamento oltre il quale la resistenza passiva subisce un calo significativo dopo un picco). Giova tener presente che, in condizioni sismiche, anche i punti di vincolo in genere subiscono spostamenti. Per esempio, il bulbo di un ancoraggio durante il sisma potrà subire spostamenti, che possono concorrere ad aumentare il valore di u_s ."

VII.f.1 STRUTTURE ACQUATICITA'

Stati limite		SLD	SLV
Categoria sottosuolo		C	C
Altezza complessiva paratia	H [m]	9	9
coefficiente di deformabilità α	α [-]	0,99	0,99
coefficiente di spostamento β	β [-]	0,50	0,40

		SLE	SLU
Stati limite		SLD	SLV
Vita Nominale	V_n [anni]	50	50
Classe d'uso		II	II
Coefficiente classe d'uso	C_u [-]	1	1
Periodo di riferimento	V_R [anni]	50	50
Categoria sottosuolo		C	C
PV_R	%	63%	10%
T_R	anni	50	475
a_g	[g]	0,041	0,112
a_g	[m/s ²]	0,402	1,099
F_0	[-]	2,580	2,458
T_C^*	[s]	0,238	0,270
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (calcolo)	[-]	1,637	1,535
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	[-]	1,500	1,500
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	[-]	1,00	1,00
$a_{max}=a_g \cdot S_s \cdot S_T$	[m/s ²]	0,60	1,65
$\alpha \cdot \beta$	[-]	0,50	0,40
g	[m/s ²]	9,81	9,81
k_h	[-]	0,030	0,067

La spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo è stata calcolata con $\alpha=1$.

VIII Sicurezza e prestazioni attese

Il progetto e la verifica della struttura dello sporgente Elba sono state eseguite con le nuove **NTC del 14 gennaio 2008**. Tali norme seguono in generale la logica degli EC pur presentando simbolismi e coefficienti parzialmente diversi.

L'analisi sismica viene semplificata e risulta allineata con le ultime versioni dell'EC8.

Le azioni su un'opera di sostegno sono, in generale, dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio (**§6.5.2- NTC 2008**).

Nella valutazione del sovraccarico a tergo dell'opera si deve tener conto della presenza di costruzioni, i depositi di materiale, di veicoli in transito e di apparecchi di sollevamento (**§6.5.2.1- NTC 2008**).

Nel modello geometrico si ritiene invariabile il livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica deve essere scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo (**§6.5.2.2- NTC 2008**).

Nel caso in oggetto il livello della falda a tergo dell'opera viene posta uguale al livello medio mare e non dovrà essere modificato né in fase costruttiva né durante la vita dell'opera.

Le verifiche agli stati limite per opere di sostegno eseguite devono rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza, la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno e la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera

§6.5.3- NTC 2008: *"Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. E' necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera".*

Nelle verifiche di sicurezza sono stati presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine (**Verifiche SLU**).

Nelle condizioni di esercizio (**Verifiche SLE**), gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive (**§6.5.3.2- NTC 2008**).

I danni provocati da un sisma su strutture sotterranee sono in genere sottovalutate in quanto sono preponderanti i danneggiamenti sulle strutture in elevazione.

I danneggiamenti dovuti ad un sisma su strutture sotterranee sono dovute allo scuotimento del terreno e al collasso del terreno per liquefazione e instabilità globale.

Sotto l'effetto dell'**azione sismica**, la paratia deve essere verificata per gli stati limite ultimi e di esercizio definiti nel **capitolo "PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE"**, con i parametri di progetto ivi individuati, verificando il rispetto della condizione,

$$E_d \leq R_d$$

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

In presenza di sisma, per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze si intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo (**§7.11.6.3.2- NTC 2008**).

Si rimanda alla relazione geotecnica e di calcolo per la definizione degli stati limite indagati.

Per le caratteristiche geotecniche del terreno si rimanda al capitolo "**MODELLO GEOTECNICO**" della relazione geotecnica e di calcolo.

Le verifiche di resistenza e di stabilità delle membrature sono state effettuate secondo la vigente normativa (NTC 2008) e gli Eurocodici (Eurocodice uni en 1993-5:2007; Eurocodice uni en 1993-1-1:2005).

Le verifiche sono state suddivise in verifiche in combinazione statica ed in combinazione sismica, utilizzando le relative sollecitazioni estreme ottenute tramite il software Plaxis2D_2012.

Le verifiche di resistenza e di stabilità delle membrature sono riportate nella relazione geotecnica e di calcolo.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura è stata eseguita mediante due software di calcolo numerico: Plaxis 2D 2012.

L'analisi di stabilità in PLAXIS 2D 2012 è stata eseguita riducendo i parametri di resistenza del terreno; tale processo è denominato "*Phi-c reduction*" (Riduzione dei parametri di resistenza) ed è disponibile come un tipo di calcolo separato.

Nell'approccio "*Phi-c reduction*" i parametri di resistenza $\tan\phi$ e c del terreno vengono ridotti fin quando avviene la rottura della struttura; anche la resistenza delle interfacce, se utilizzata, è ridotta nello stesso modo; invece la resistenza di oggetti strutturali come le piastre e gli ancoraggi non è influenzata dalla procedura. Il moltiplicatore totale $\sum Msf$ viene utilizzato per definire il valore dei parametri di resistenza del terreno in un dato stadio dell'analisi:

$$\sum Msf = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$$

dove i parametri di resistenza con il pedice "*input*" si riferiscono alle proprietà del materiale introdotte ed i parametri con il pedice "*reduced*" si riferiscono ai valori ridotti utilizzati nell'analisi. All'inizio di un calcolo a $\sum Msf$ è assegnato il valore 1,0 per impostare tutte le resistenze dei materiali ai loro valori originali. Un calcolo di tipo "*Phi-c reduction*" viene eseguito utilizzando la procedura "*Load advancement number of steps*". Il moltiplicatore incrementale Msf è utilizzato per specificare l'incremento del quoziente di riduzione dei parametri di resistenza del primo *step* di calcolo; questo incremento è di *default* impostato su 0,1, generalmente considerato un buon valore di partenza. I parametri di resistenza sono successivamente ridotti automaticamente finché tutti gli "*Additional steps*" (*Step* aggiuntivi) non siano stati eseguiti. Per *default*, il numero di *step* aggiuntivi è impostato su 30 ma se necessario può essere introdotto un valore più grande, fino a 1000. Si deve comunque sempre controllare che nello *step* finale si sia sviluppato completamente un meccanismo di rottura; in questo caso, il fattore di sicurezza è dato da:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza} \cdot a \cdot \text{rottura}} = \text{valore} \cdot di \cdot \sum Msf \cdot a \cdot \text{rottura}$$

Quando si utilizza "*Phi-c reduction*" in combinazione con modelli costitutivi di terreno avanzati, questi modelli si comporteranno comunque come un modello Mohr-Coulomb standard, poiché nel calcolo sono esclusi sia la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale sia l'incrudimento plastico. Il modulo di rigidezza dipendente dallo stato tensionale (se così è specificato nel modello avanzato) ottenuto al termine dello *step* precedente è utilizzato come un modulo di rigidezza costante durante il successivo calcolo con riduzione dei parametri di resistenza ("*Phi-c reduction*").

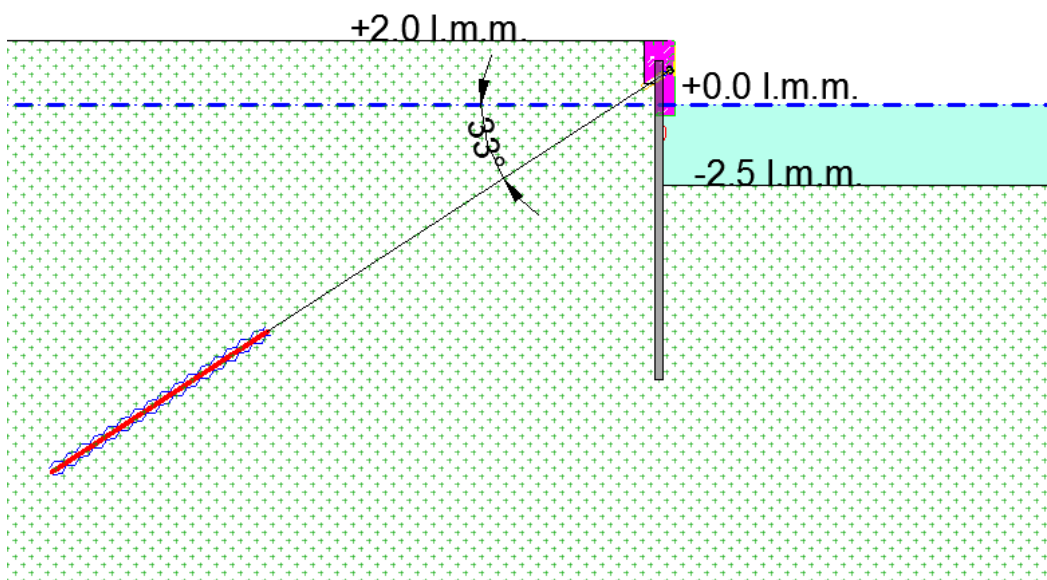
L'approccio "*Phi-c reduction*" comporta una definizione del coefficiente di sicurezza simile alla definizione che si adopera convenzionalmente nei calcoli eseguiti con i metodi dell'equilibrio limite globale.

IX STRUTTURE PER IL RIPRISTINO DEL BACINO IDRICO

L'opera di sostegno del nuovo fronte banchina è stata dimensionata con i seguenti requisiti:

- Vita nominale dell'opera pari a 50 anni;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 50 anni con classe d'uso II ($C_u=1$);
- Categoria dell'azione variabile C "Ambienti suscettibili di affollamento";
- Valori del carico d'esercizio distribuito su unità di superficie pari a 5 KN/m^2 ;
- Fondale acquaticità pari a $-2,5 \text{ m l.m.m.}$;
- Quota filo banchina $+2 \text{ m l.m.m.}$.

La struttura di contenimento delle sponde della nuova acquaticità della Torre sarà realizzata mediante palancole metalliche tipo AZ14_700R o equivalenti installate con metodologie tali da minimizzare il disturbo (vibrazioni) alla Torre del Marzocco.



La testa del palancolato sarà collegata mediante una trave di coronamento in calcestruzzo armato e le palancole saranno tirantate a tergo con tiranti permanenti a 3 trefoli in acciaio armonico protetti e con le caratteristiche meglio specificate negli elaborati tecnici con area pari a 165 cm^2 a trefolo con passo pari a $4,2 \text{ m}$ e inclinazione rispetto all'orizzontale di 33° . Lunghezza tirante 25 m di cui 10 m di fondazione. Le palancole saranno attestate al quota $-9,5 \text{ m l.m.m.}$

Le verifiche sono state effettuate allo stato limite strutturale **[STR]** e allo stato limite della resistenza del terreno **[GEO]** in fase statica e sismica e gli stati limite d'esercizio.

I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono forniti dalle tabelle riportate nel paragrafo precedente.

IX.A VERIFICHE DI SICUREZZA- SLU- DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

Le verifiche non strutturali hanno riguardato nello specifico:

- Collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido)
- Verifica di stabilità globale
- Verifica allo sfilamento dei tiranti di ancoraggio

IX.a.1 Collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera atto di moto rigido

Le norme tecniche per le costruzioni 2008, al paragrafo § 6.5.3.1.2 prevedono per le paratie la verifica a collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido).

La verifica può essere condotta nell'approccio 1 combinazione (A2+M2+R1), che risulta la più gravosa rispetto a combinazioni A1+M1+R1.

Il calcolo della rotazione è stato effettuato in testa essendo una paratia tirantata.

APPROCCIO 1- COMBINAZIONE: A2+M2+R1

$$MS=11010 \quad \text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$MR=1880 \quad \text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\gamma=1$$

$$\underline{MS/MR=5.8>1}$$

APPROCCIO 1- COMBINAZIONE: A2+M2+R1 verifica in presenza di sisma SLV

$$MS=9199 \quad \text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$MR=2122 \quad \text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\gamma=1$$

$$\underline{MS/MR=4.33>1}$$

IX.a.2 Verifica di stabilità globale

Le normative vigenti impongono di verificare la stabilità d'insieme del complesso terreno-struttura.

La verifica della stabilità globale prevede che si esegua un controllo della stabilità del complesso terreno-opera di sostegno nei riguardi della probabile formazione di superfici di scorrimento nella parte di terreno interessata.

La verifica di stabilità globale in fase statica deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 -

Combinazione 2: (A2+M2+R2). In tal caso il coefficiente parziale della resistenza va assunto pari a $\gamma_{R2} = 1.1$.

In fase sismica deve essere effettuata secondo combinazione (A2+M2+R2).

Il coefficiente parziale della resistenza va definita e motivata dal progettista.

A favore di sicurezza si assume lo stesso valore considerato in fase statica $\gamma_{R2} = 1.1$.

1) - STATICA: A2+M2+R2

Nelle condizioni statiche i parametri geotecnici utilizzati sono parametri in condizioni drenate.

2) - SISMA: A2+M2+R2

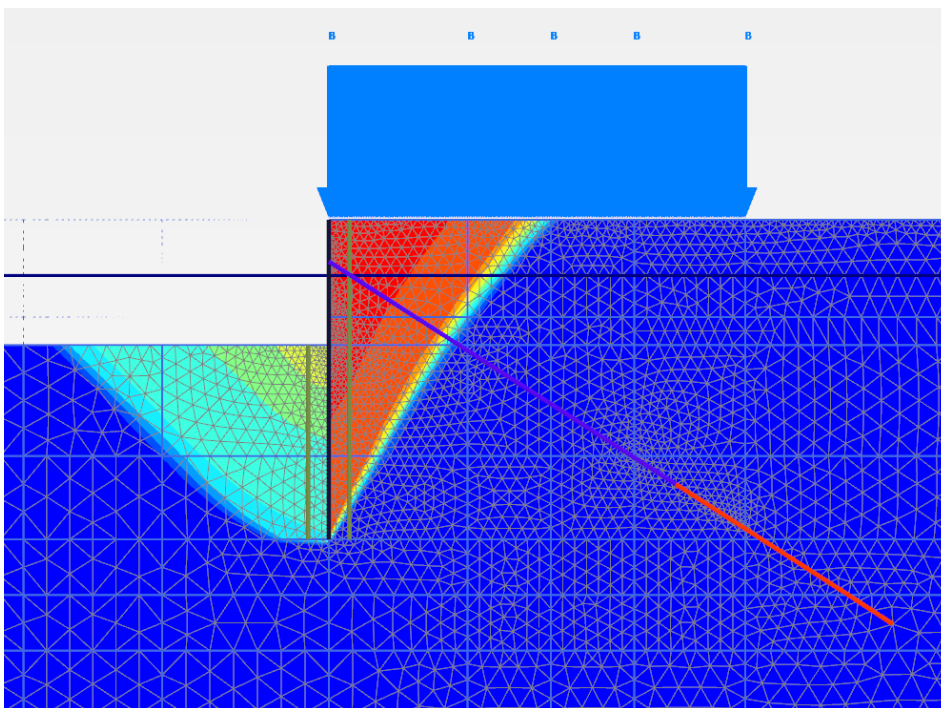
Il programma PLAXIS 2D agli elementi finiti è stato utilizzato per l'analisi della stabilità dell'opera.

Il programma stabilisce che il fattore di sicurezza per la stabilità è rappresentato dal rapporto tra la resistenza a taglio mobilata e quella necessaria per l'equilibrio. Introducendo le condizioni standard di Coulomb, la resistenza di taglio è definita come $c - \sigma_n \tan \varphi$.

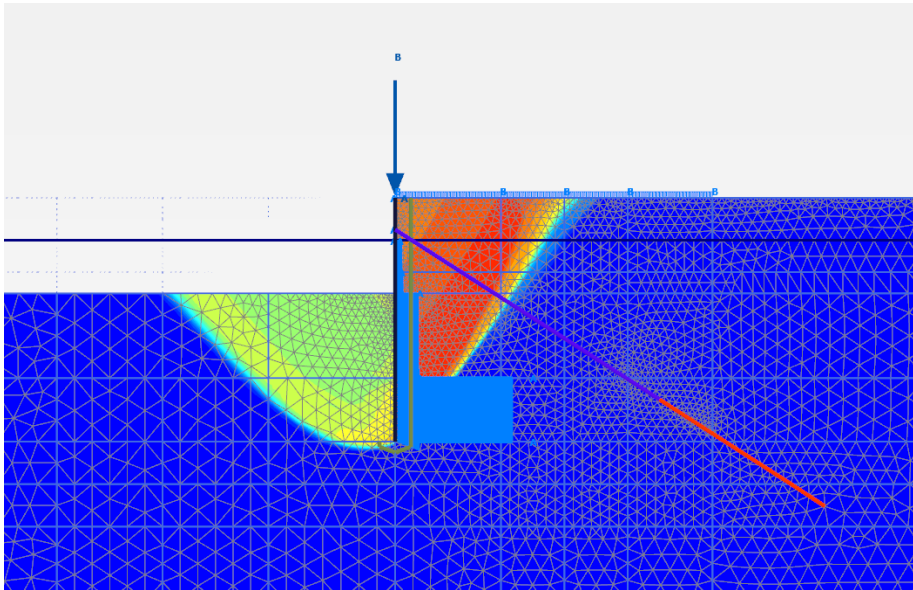
In linea con questo approccio Plaxis, dati i parametri c e φ di resistenza, riduce di una stessa quantità la coesione c_r e la $\tan \varphi_r$ fino ad ottenere il collasso.

$$\frac{c}{c_r} + \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_r} = \sum Msf$$

APPROCCIO 1- COMBINAZIONE STATICA: A2+M2+R2



$\sum Msf=2.12$

APPROCCIO 1- SISMICA: A2+M2+R2

$$\Sigma M_{sf}=1,72$$

IX.a.3 Verifica allo sfilamento dei tiranti di ancoraggio

Il dimensionamento geotecnico dei tiranti di ancoraggio si riferisce allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (GEO).

Le NTC stabiliscono (p.to 6.6.2) che le verifiche in fase statica possono essere eseguite con riferimento alla combinazione unica A1+M1+R3, ed in fase sismica alla combinazione A1*+M1+R3, dove si assumono unitari, come in precedenza, tutti i coefficienti parziali delle azioni. La resistenza, o più precisamente il carico limite allo sfilamento, ottenuto come sopra va quindi ridotto con il coefficiente parziale, fissato nella tab. 6.6.I delle NTC pari a $\gamma_{Ra,p}=1.2$ valido per i tiranti permanenti.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto T_d con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I delle NTC.

Il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze R_{ac} ottenute dal calcolo.

Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio. Tali fattori vanno fissati sulla base delle indicazioni della Tab. 6.6.III delle NTC.

$$R_{ak} = \min \left\{ \frac{(R_{ac})_{med}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{ac})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Il tirante interessa tre strati di terreno di natura diversa, individuati nel modello geotecnico come l'orizzonte 3° di natura prevalente in sabbia anche compatta e l'orizzonte 4° di natura limoso-argillosa debolmente sabbiosa e l'orizzonte 5° di natura prevalentemente sabbiosa con limo e argilla.

Il calcolo della resistenza caratteristica è stata valutata con le formulazioni di Bustamante Doix per terreni limoso-sabbiosi e di Scheebeli per terreni sabbiosi riportate nei paragrafi precedenti, con il significato dei simboli già descritti.

La resistenza caratteristica allo sfilamento così dedotta risulta pari a:

R_{ak}=551 kN

Si mette in evidenza che le tensioni tangenziali limite e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del bulbo della fondazione dell'ancoraggio e il terreno circostante τ_s , sono molto difficili da valutare analiticamente, poichè dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che la modalità di costruzione produce nel terreno.

Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro ma per la valutazione occorre fare delle semplificazioni ed assunzioni non verificabili in fase di progetto.

Per questo motivo si è voluto ridurre la resistenza caratteristica sopra calcolata, ricavando la resistenza caratteristica mediante il calcolo analitico delle tensioni tangenziali sul bulbo e mediando tale valore con il valore R_{ak} ricavato sopra con le formulazioni sperimentali. Il procedimento seguito è stato lo stesso.

La resistenza caratteristica allo sfilamento così dedotta risulta pari a:

R_{ak}=388 kN

Per quanto detto sopra, a favore di sicurezza si è ridotta la resistenza caratteristica ottenuta con le formulazioni di Schebelli e Bustamante Doix, tenendo conto del valore ottenuto dal calcolo analitico appena riportato, considerando nelle verifiche la media dei due valori:

R_{ak}=469 kN

La resistenza di calcolo si ottiene applicando a quest'ultimo il coefficiente parziale delle resistenze γ_{R3} .

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{R3}}$$

$$R_{ad} = 391 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo va poi confrontata con il carico T_d agente sul tirante, dato dal carico di pretensionamento, maggiorato dell'incremento che si verifica per effetto degli spostamenti subiti dal muro sotto i carichi di esercizio o sotto l'azione del sisma.

Ai fini della verifica geotecnica, si definisce infine il coefficiente di sicurezza:

$$FS = \frac{R_{ad}}{T_d} \geq 1$$

che deve risultare, come indicato, non inferiore ad uno.

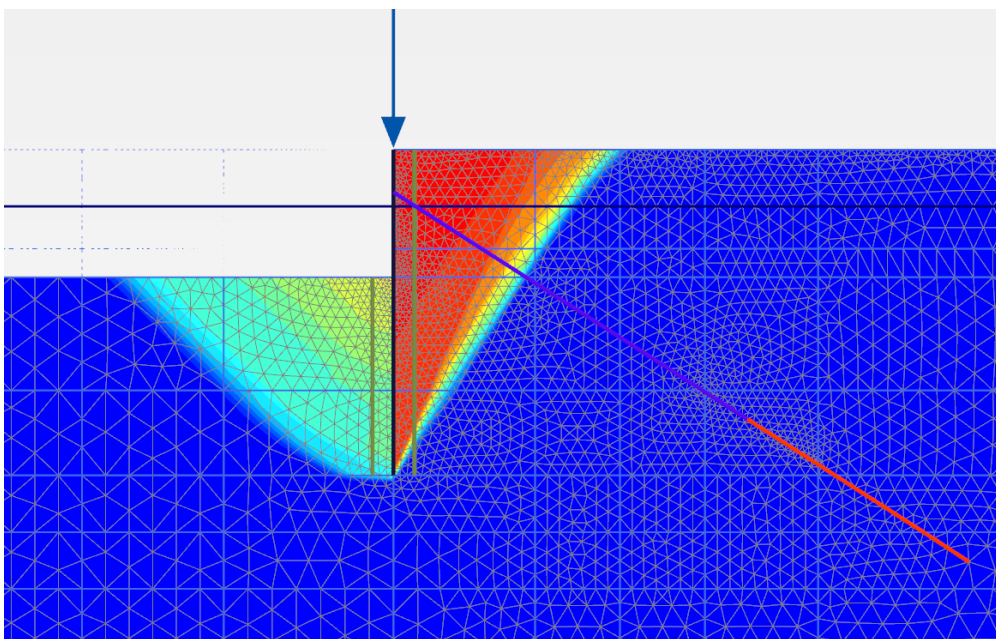
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Td [kN]	coeff. Sicurezza
A1+ M1+R3	STATICA	333	1,17
A1*+M1+R3	SISMICA	310	1,26

In condizioni sismiche la lunghezza libera dell'ancoraggio ottenuta dai modelli di calcolo in funzione della potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta deve essere incrementata mediante la seguente formula:

$$L_e = L_s \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Dove

L_s Lunghezza libera sufficiente in condizioni statica desunta dalle analisi di stabilità globale sulle superfici di scivolamento minime.



Si è verificato che:

$$L_{libera} > L_e$$

$L_{libera}=15$ m;

$L_e=7$ m

Dove:

L_{libera} Lunghezza libera di progetto effettiva.

IX.B VERIFICHE DI SICUREZZA- SLU- DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Ai fini del dimensionamento strutturale, occorre verificare che in ogni sezione degli elementi strutturali e nelle diverse combinazioni di carico SLU, non si determini il raggiungimento della resistenza ultima dei materiali. Vanno prese in considerazione le sezioni principali più sollecitate o i punti singolari. Le sollecitazioni sono rilevabili dai tabulati di calcolo di ciascun modello FEM.

Le armature della paratia andranno verificate a pressoflessione e taglio nelle combinazioni di carico allo SLU considerate, tenendo conto delle azioni trasmesse dal terreno e quelle indotte dal sisma.

Negli allegati sono riportate i valori delle sollecitazioni nelle diverse combinazioni di calcolo.

Le verifiche strutturali hanno riguardato nello specifico:

- Raggiungimento della resistenza in più ancoraggi
- Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

IX.b.1 Raggiungimento della resistenza in più ancoraggi

Si indicherà nel seguito con T_d il tiro di calcolo agente sul tirante nella data combinazione di carico, dato dalla somma del tiro iniziale T_0 e dell'incremento massimo in esercizio ΔT .

Occorre procedere alle seguenti verifiche:

- Verifica allo stato limite ultimo di rottura dell'acciaio del tirante
- Verifica allo stato limite ultimo di aderenza acciaio-malta di iniezione
- Verifica allo stato limite ultimo di aderenza corrugato-malta di iniezione

IX.b.2 Verifica allo stato limite ultimo di rottura dell'acciaio del tirante

La sezione complessiva dei trefoli deve essere tale da sopportare in sicurezza i carichi di esercizio, senza cioè che si arrivi al carico di rottura dell'acciaio del tirante. Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$T_d \leq R_{sd}$$

con R_{sd} la resistenza ultima dell'acciaio dei tiranti.

Tale resistenza è valutata attraverso l'espressione:

$$R_{sd} = f_{pd} \cdot A_{tref}$$

dove:

f_{pd} resistenza limite di snervamento dell'acciaio

A_{tref} area complessiva dei trefoli

Dato il tirante composto da 4 trefoli di area nominale 165 mm^2 la resistenza ultima a rottura vale:

$$R_{sd} = 826 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Td [kN]	coeff. Sicurezza
A1+ M1+R1	STATICA	333	2,48
A2+M2+R1	STATICA	298	2,77
A1+ M1+R1	SISMICA	311	2,66
A2+M2+R1	SISMICA	357	2,31

Si è verificato inoltre che, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero è maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio .

$$R_{sd} > R_{ak}$$

IX.b.3 Verifica allo stato limite ultimo di aderenza acciaio-malta di iniezione

La verifica è necessaria per valutare l'aderenza del tirante in acciaio alla malta di iniezione. Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$T_d \leq R_{bd}$$

con R_{bd} la resistenza ultima per aderenza acciaio-malta di iniezione.

Dato che ogni tirante sarà immerso nella miscela di iniezione si utilizzerà la seguente relazione:

$$R_{bd} = n_t \cdot \pi \cdot d_{tref} \cdot L_f \cdot f_{bd} \cdot \gamma \cdot \delta$$

dove:

n_t numero trefoli

d_{tref} diametro trefoli

L_f lunghezza del tratto di ancoraggio del tirante

f_{bd} resistenza tangenziale di calcolo per aderenza della malta-acciaio

δ coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione;

γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

Coefficiente correttivo gamma (tabella riportata qui sotto)

Descrizione	Valore
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti allo stato naturale	1.3
Trefolo normale o barre corrugate puliti allo stato naturale	2
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o unti (valore minimo)	0.75
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o unti (valore medio)	0.8
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o unti (valore massimo)	0.85
Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre lisce con dado e rondella all'estremità profonda	1.7
Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda	2.5

Valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

(Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.)

Si riportano le verifiche:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Td [kN]	coeff. Sicurezza
A1+ M1+R1	STATICA	333	6,66
A2+M2+R1	STATICA	298	7,43
A1+ M1+R1	SISMICA	311	7,13
A2+M2+R1	SISMICA	357	6,21

IX.b.4 Verifica allo stato limite ultimo di aderenza corrugato-malta di iniezione

La verifica è necessaria per valutare l'aderenza del corrugato alla malta di iniezione. Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$T_d \leq R_{bm}$$

con R_{bm} la resistenza ultima per aderenza malta di iniezione- corrugato.

Dato che ogni tirante sarà immerso nella miscela di iniezione si utilizzerà la seguente relazione:

$$R_{bm} = \pi \cdot D_i \cdot L_f \cdot f_{bd}$$

dove:

nt numero trefoli

L_f lunghezza del tratto di ancoraggio del tirante

f_{bd} resistenza tangenziale di calcolo per aderenza della malta-corrugato

D_i diametro interno del corrugato

Si riportano le verifiche:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Td [kN]	coeff. Sicurezza
A1+ M1+R1	STATICA	333	7,76
A2+M2+R1	STATICA	298	8,67
A1+ M1+R1	SISMICA	311	8,31
A2+M2+R1	SISMICA	357	7,24

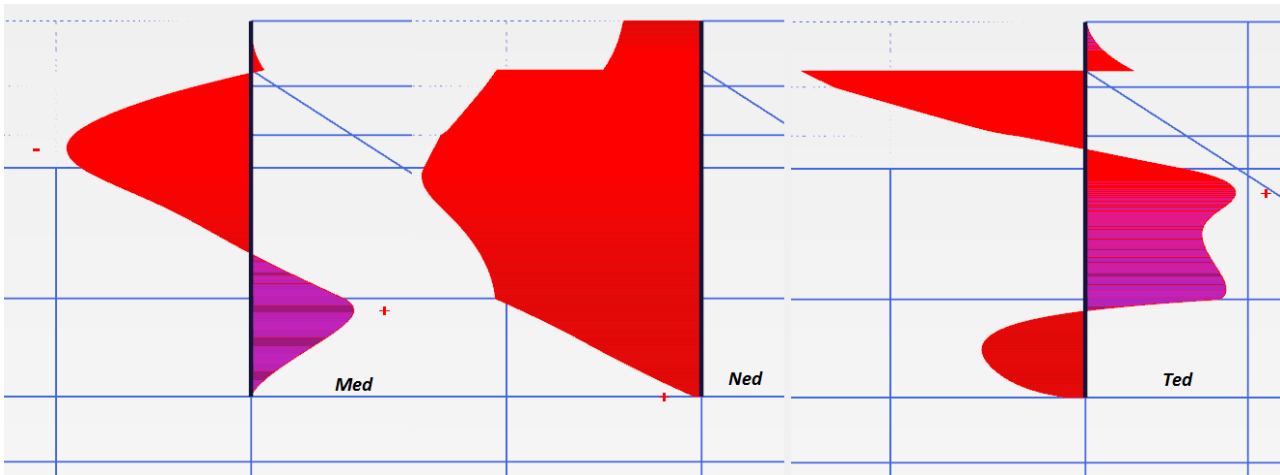
Si mette in evidenza che in genere risulta più gravosa la verifica dello sfilamento tra fondazione e terreno (GEO).

IX.b.5 Verifica STR della palanca

La paratia di sostegno è verificata per le SLU strutturali. La palanca è del tipo AZ14_700R, l'acciaio S355GP di classe 2.

Le verifiche effettuate di seguito:

- Verifica presso-flessione
- Verifica instabilità per pressoflessione
- Verifica stabilità membratura
- Verifica a taglio



- IX-1 sollecitazioni sulla paratia

Si riportano le verifiche effettuate.

IX.b.6 Verifica presso-flessione

Nel caso di sollecitazione di pressoflessione, il momento resistente della palanca viene ridotto per tener conto dello sforzo assiale.

Si riporta la verifica nella sezione maggiormente sollecitata

palanca metallica			
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Med [kNm/m]	Ned [kN/m]
A1+ M1+R1	STATICA	74,0	107,0
VERIFICA	FS	Mrd [kNm/m]	Nrd [kN/m]
PRESSO-FLESSIONE	6,28	465,0	

palanca metallica			
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Med [kNm/m]	Ned [kN/m]
A1+ M1+R1	SISMICA	79,0	91,0
VERIFICA	FS	Mrd [kNm/m]	Nrd [kN/m]
PRESSO-FLESSIONE	5,90	466,0	

palanca metallica			
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Med [kNm/m]	Ned [kN/m]
A2+ M2+R1	STATICA	77,0	87,0
VERIFICA	FS	Mrd [kNm/m]	Nrd [kN/m]
PRESSO-FLESSIONE	6,06	467,0	

palanca metallica			
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Med [kNm/m]	Ned [kN/m]

A2+ M2+R1	SISMICA	97,0	96,0
VERIFICA	FS	Mrd [kNm/m]	Nrd [kN/m]
PRESSO-FLESSIONE	4,80	466,0	

IX.b.7 Verifica instabilità per pressoflessione

Per combinazioni di momento flettente e compressione, si può non considerare l'instabilità per pressoflessione se:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}\right) \leq 0.05$$

dove N_{cr} è il carico critico elastico del palancolato tenendo di conto il solo sforzo di compressione.

Si riporta la verifica:

palancola metallica			
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Med [kNm/m]	Ned [kN/m]
A1+ M1+R1	STATICA	74,0	107,0
VERIFICA	FS		Ncr [kN/m]
instabilità presso flessione	0,021		5090,0

palancola metallica			
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Med [kNm/m]	Ned [kN/m]
A1+ M1+R1	SISMICA	79,0	91,0
VERIFICA	FS		Ncr [kN/m]
instabilità presso flessione	0,018		5090,0

palancola metallica			
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Med [kNm/m]	Ned [kN/m]
A2+ M2+R1	STATICA	77,0	87,0
VERIFICA	N_{ed}/N_{cr}		Ncr [kN/m]
instabilità presso flessione	0,017		5090,0

palancola metallica			
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Med [kNm/m]	Ned [kN/m]
A2+ M2+R1	SISMICA	97,0	96,0
VERIFICA	N_{ed}/N_{cr}		Ncr [kN/m]
instabilità presso flessione	0,019		5090,0

La verifica è soddisfatta non è quindi necessario verificare la stabilità della membratura.

IX.b.8 Verifica a taglio

Deve essere verificato che lo sforzo di taglio agente su ogni ala del profilo sia minore dello sforzo di taglio resistente.

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Ted [kN]
A1+ M1+R1	STATICA	40,0
VERIFICA	FS	Trd [kN]
taglio	15,100	604,0
palancola metallica		
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Ted [kN]
A1+ M1+R1	SISMICA	36,5
VERIFICA	FS	Trd [kN]
TAGLIO	16,548	604,0

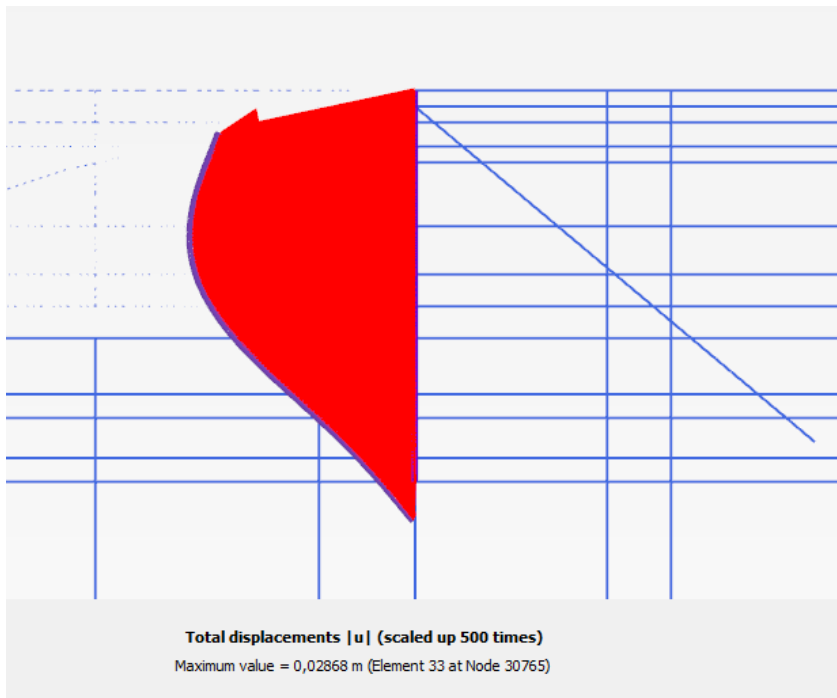
palancola metallica		
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Ted [kN]
A2+ M2+R1	STATICA	36,5
VERIFICA	FS	Trd [kN]
TAGLIO	16,548	604,0

palancola metallica		
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Ted [kN]
A2+ M2+R1	SISMICA	43,0
VERIFICA	FS	Trd [kN]
TAGLIO	14,047	604,0

IX.C VERIFICA DI SICUREZZA- SLE

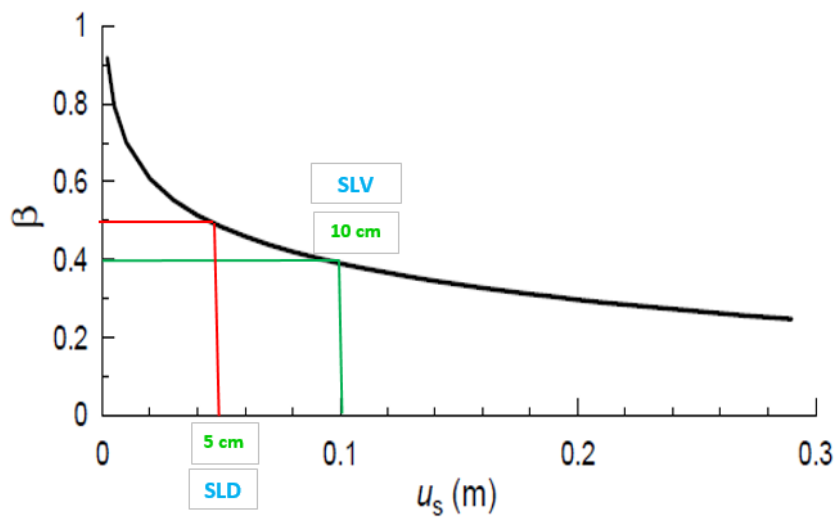
Lo spostamento della struttura in fase di esercizio risulta del tutto compatibile con l'utilizzo della stessa.

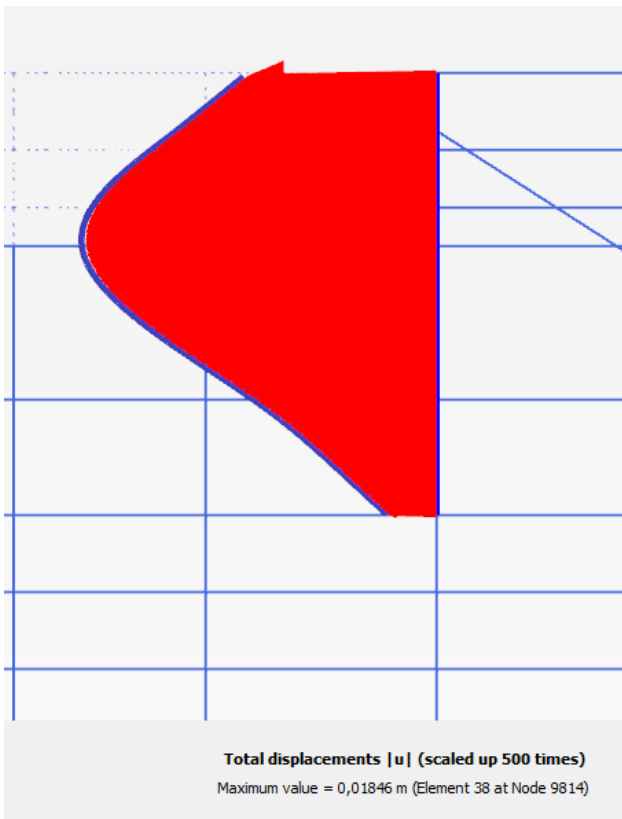
Lo spostamento massimo in esercizio SLE_QP in figura.



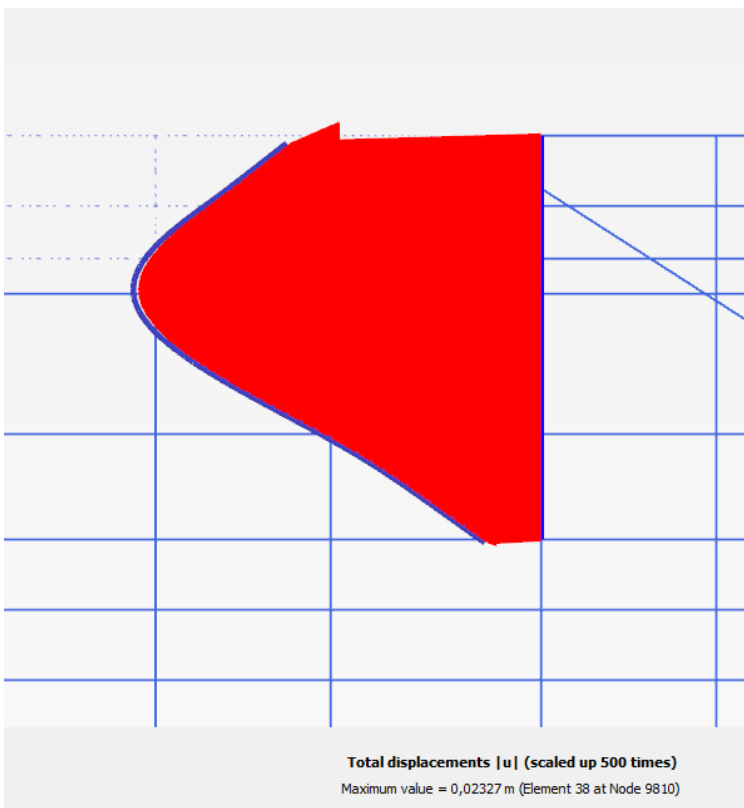
IX.D VERIFICHE SPOSTAMENTI NELLE COMBINAZIONI SISMICHE

Si sono verificati che gli spostamenti della struttura nella combinazione SLD e SLV risultassero inferiori a quanto definito compatibile per la struttura in combinazioni sismiche.





- IX-2 spostamento della palanca in combinazione sismica SLD



- IX-3 spostamento della palanca in combinazione sismica SLV

IX.E VERIFICHE TRAVE DI CORONAMENTO-

IX.e.1 Flessione trasversale indotta dal tiro delle bitte

La paratia in pali secanti è collegata in testa da una trave di coronamento di cemento armato che costituisce il "supporto" per gli arredi di cui è dotata la banchina e dove hanno sede i tiranti di ancoraggio.

La trave di coronamento ha inoltre l'importante funzione di proteggere dalla corrosione marina il tratto della paratia compreso nella zona del bagnasciuga.

Non sono previste bitte lungo il perimetro del bordo interno dell'acquaticità. La sollecitazione più gravosa risulta quella dei tiranti. Si considera la sezione resistente di forma rettangolare costituente la parte superiore della trave di coronamento di dimensioni 60x 107 cm armata con 5 ordini di armatura costituiti da 4 ϕ 20 alle estremità e 3 ϕ 20 intermedi. L'armatura resistente a taglio è costituita da staffe a passo 25 con di diametro ϕ 12.

Sollecitazione di progetto da sollecitazione TIRANTI

$$N_{SLU} := 60 \cdot 1.3 = 78 \quad \frac{Kn}{m}$$

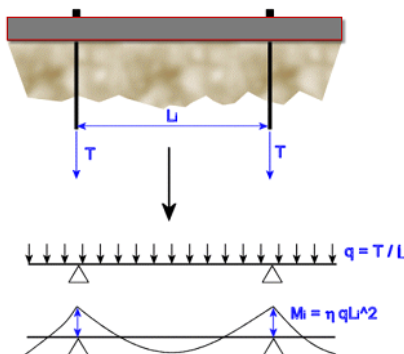
$$\alpha := 33 \cdot \frac{\pi}{180} = 0.576$$

$$q_{\zeta} := N_{SLU} \cdot \cos(\zeta) = 66.859 \quad \frac{kN}{m}$$

$$q := q_{\zeta} \cdot \cos(\alpha) = 56.073 \quad \frac{kN}{m}$$

$$L_{spacing} := 4.2 \quad m \quad \text{spaziatura dei tiranti}$$

$$l := L_{spacing} = 4.2$$



$$M_{max} := q \cdot \frac{l^2}{12} = 82.427 \quad kN \cdot m$$

$$M_{Ed} := M_{max} = 82.427 \quad kN \cdot m$$

$$T_{Ed} := q \cdot \frac{l}{2} = 117.753 \quad kN$$

La verifica alla pressoflessione viene effettuata mediante il software "Verifica C.A. S.L.U." del Prof. Piero Gelfi versione 7.5.

Risulta $M_{rd} > M_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

IX.e.2 Verifica a taglio

"Taglio Compressione" (NTC 2008; pt.4.1.2.1.3.2)
TAGLIO CHE PORTA ALLO SCHIACCIAMENTO DELL'ANIMA

$$b_w = 600 \quad mm$$

$$d = 1.07 \times 10^3 \quad mm$$

$$\alpha_c = 1$$

$$f_{cd_rid} = 9.917 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$\theta_{\text{max}} := 45 \cdot \frac{\pi}{180} = 0.785 \quad \text{inclinazione del puntone compresso (45° nel metodo normale)}$$

$$\alpha := 90 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{staffe}$$

$$V_{Rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd_rid} \cdot \frac{(\cot(\alpha) + \cot(\theta))}{[1 + (\cot(\theta))^2]}$$

$$V_{Rcd} = 2.865 \times 10^6 \quad N$$

"Taglio Trazione" (NTC 2008; pt.4.1.2.1.3.2)
TAGLIO CHE PORTA L'ARMATURA ALLO SNERVAMENTO

$$\alpha := 90 \cdot \frac{\pi}{180} \quad \text{staffe}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{staffe}^2}{4} = 226.195 \quad mm^2 \quad \text{area dell'armatura trasversale}$$

$$f_{yd} = 391.304 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha)$$

$$V_{Rsd} = 3.409 \times 10^5 \quad N$$

$$V_{Rd} := \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 3.409 \times 10^5 \quad N$$

Elementi Armati a Taglio (solo metodo dell'inclinazione variabile del traliccio)

$$V_{Ed} = 1.17 \times 10^5 \quad N$$

$$V_{Ed} < \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 1$$

IX.e.3 Verifica a fessurazione

Si considera il caso di ambiente molto aggressivo e armatura poco sensibile alla corrosione (classe di esposizione XS3 e acciaio FeB450C). Per le combinazioni di azioni frequenti e quasi permanenti in caso di apertura delle fessure deve risultare un'ampiezza inferiore a $w_1 = 0,2$ mm.

Si omette la verifica per il lembo di sezione lato mare per la presenza del cassero in calcestruzzo prefabbricato e del rivestimento lapideo.

Ai fini della fessurazione si considera la sezione resistente di forma rettangolare costituente la parte superiore della trave di coronamento.

$$N_{FR} := 59 = 59 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\alpha := 33 \cdot \frac{\pi}{180} = 0.576$$

$$q_{\zeta} := N_{SLU} \cdot \cos(\zeta) = 66.859 \quad \frac{kN}{m}$$

$$q := q_{\zeta} \cdot \cos(\alpha) = 56.073 \quad \frac{kN}{m}$$

$$l_{spacing} := 4.2 \quad m \quad \text{spaziatura dei tiranti}$$

$$l := l_{spacing} = 4.2$$

$$M_{max} := q \cdot \frac{l^2}{12} = 82.427 \quad kN \cdot m$$

$$M_{Ed} := M_{max} = 82.427 \quad kN \cdot m$$

$$T_{Ed} := q \cdot \frac{l}{2} = 117.753 \quad kN$$

Considero cautelativamente la solo armatura di estremità.

VERIFICA A SLE FESSURAZIONE, TENSIONI DI ESERCIZIO - FREQ.			
B	60 cm	Mmax	82 KNm
H	107 cm	Rck	45
c	7 cm	fck	37,35
d	100 cm	$1,2 \cdot fctm$	4,10 N/mm ²
nbarre	4	fsd	374 N/mm ²
dmedio	2,00 cm	fyk	430 N/mm ²
c'	6,00 cm		
deff1	21,0 cm		
deff2	43,30 cm		
deff	21,0 cm		
Determinazione della tensione acciaio sezione fessurata:			
$y = \frac{n \cdot A_{sT}}{b_0} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \delta}{n \cdot A_{sT}}} \right) \quad J = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d-y)^2 + n \cdot A_s \cdot (y-c')^2$			
determinazione σ_{1s}			
b [cm]=	60	d [cm]=	100
M _A =	82,00 KNm	c' [cm]=	7
A _s =	12,57 cm ²	n=	15
A' _s =	12,57 cm ²		
A _{st} =	25,13274 cm ²		
d=	53,50 cm		
y=	20,40 cm		
J=	1397978 cm ⁴		
$\sigma_c = \frac{M}{J} \cdot y =$	1,20 N/mm ²		
$\sigma_s = n \cdot \frac{M}{J} \cdot (d-y) =$	70,04 N/mm ²		
determinazione $\sigma_{,,}$			
B	60 cm	Sezione integra, zona di trazione	
M _{fess}	531,76 kNm		
b [cm]=	60	d [cm]=	100
M _A =	531,76 KNm	g=	53,50 cm
A _s =	12,56637 cm ²	H=	107 cm
A' _s =	12,56637 cm ²	J=	6940364 cm ⁴
A _{st} =	25,13 cm ²	W=	129726 cm ³
d=	53,50 cm		
y=	20,40 cm		
J=	##### cm ⁴		
$\sigma_c = \frac{M}{J} \cdot y =$	7,76 N/mm ²		
$\sigma_s = n \cdot \frac{M}{J} \cdot (d-y) =$	454,19 N/mm ²		

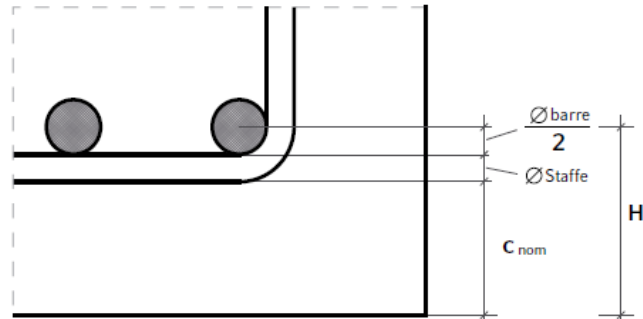
Il momento di prima fessurazione considerando la sezione omogeneizzata interamente reagente risulta maggiore del momento di calcolo quindi la sezione non si fessura e si omette il calcolo delle fessure.

IX.e.4 Copriferrì-prescrizioni durabilità

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo la norma UNI EN 1992- 1-1 (sezione 4), in funzione delle classi di esposizione ambientali.

Si ricorda che il valore del copriferro è misurato dal filo esterno delle staffe, per cui se verranno utilizzati distanziatori fissati alle barre longitudinali occorrerà sommare al valore fornito anche il diametro delle staffe e il raggio della barra. Le tolleranze di esecuzione dei copriferri sono quelle previste dalla norma

EN 13670:2008: è stata considerata una tolleranza Δc_{dev} di 10 mm, come proposto dalla norma UNI EN 1992-1-1.



Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1^[N4] per dimensionare correttamente i copri ferri.

La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copri ferro:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove

$$c_{min} = \min(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

In cui:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

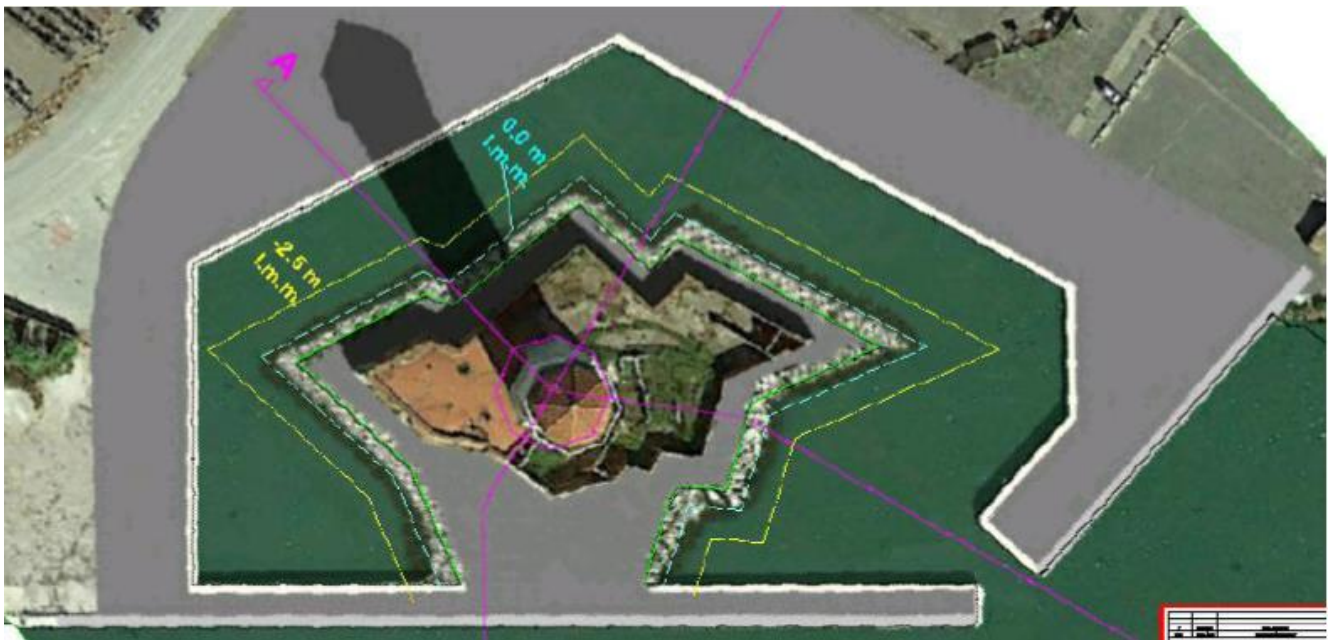
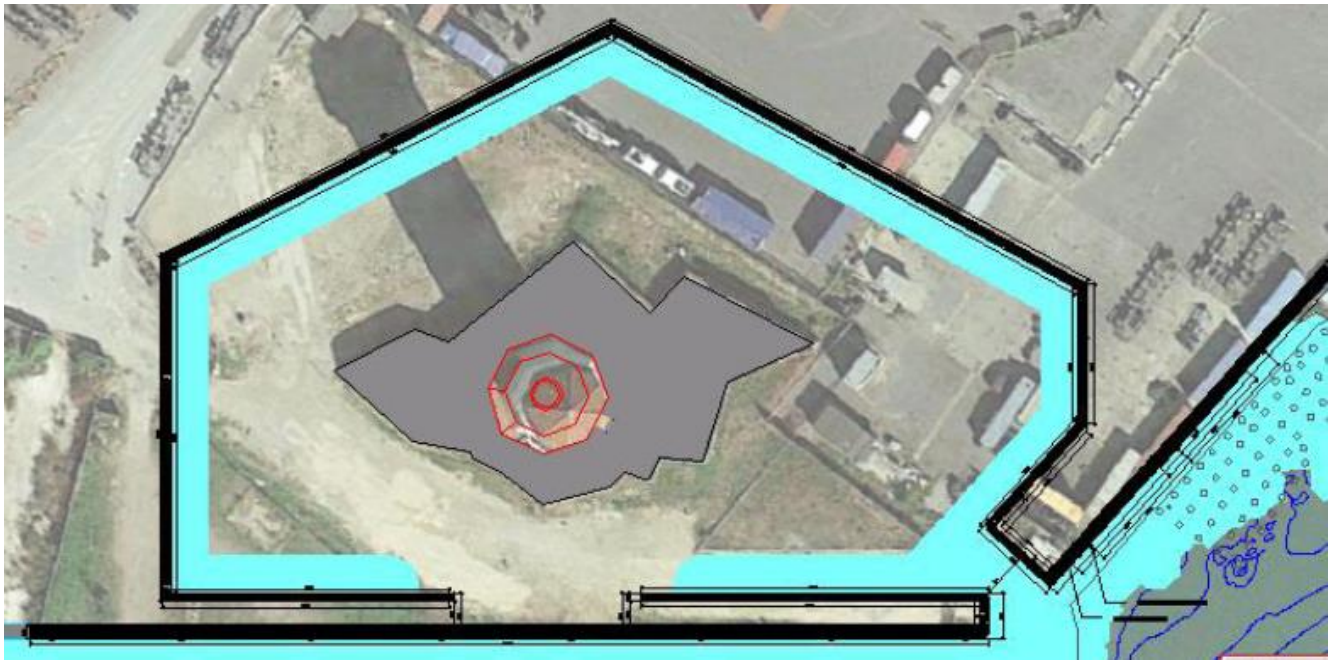
La struttura in oggetto sarà di calcestruzzo ordinario risulta esposta a zone soggette agli spruzzi ed onde del mare, in classe di esposizione pari a XS3 e per la durabilità considerando due barre raggruppate $\phi 22$ e classe strutturale S6, il copri ferro nominale dovrà essere pari a 65 mm.

X STUDIO SU MODELLO NUMERICO DELLA IDRODINAMICA DELLO SPECCHIO ACQUEO IN PROGETTO ATTORNO ALLA TORRE DEL MARZOCCO DEL PORTO DI LIVORNO”

Dato che il presente progetto prevede la realizzazione delle opere propedeutiche alla futura acquaticità della Torre del Marzocco come previsto dal nuovo piano regolamento portuale di Livorno è stata redatta una relazione specialistica affidata all'impresa AM3 SPIN OFF srl dell'Università degli Studi di Firenze con l'obiettivo di simulare numericamente la circolazione idrica all'interno dello specchio acqueo in progetto attorno alla Torre del Marzocco, di verificare proposte volte al miglioramento della configurazione finale e di verificare l'efficacia di un sistema di pompaggio forzato finalizzato al ricambio idrico dello specchio acqueo. Lo STUDIO SU MODELLO NUMERICO DELLA IDRODINAMICA DELLO SPECCHIO ACQUEO IN PROGETTO ATTORNO ALLA TORRE DEL MARZOCCO DEL PORTO DI LIVORNO” viene riportato integralmente in **ALLEGATO 12** nella relazione illustrativa.

Lo studio è stato condotto mediante simulazione numerica. Sono stati ricostruiti i modelli tridimensionali delle opere in progetto sia nella fase transitoria che nella fase definitiva e successivamente è stata simulata l'idrodinamica indotta dalla propagazione dell'onda di marea.

L'intervento di realizzazione dello specchio acque è previsto in due fasi. Al termine della prima fase sarà realizzato un piccolo canale intorno alla torre del Marzocco avente profondità di 2.5m raccordato con una argine verticale dal lato esterno, con pendenza 1:2 nella parte interna e sezione bagnata larga circa 6m in superficie. Nella seconda fase sarà scavata anche la parte interna dell'area perimetrata nella prima fase per realizzare uno specchio acqueo tutto a profondità pari 2.5m, come mostrato nelle figure seguenti.



I risultati dello studio evidenziano che la circolazione naturale indotta dalla sola onda di marea non è da sola sufficiente a garantire i necessari ricambi d'acqua e una circolazione idrica idonea tale da evitare anche i ristagni d'acqua. Infine è stata individuato l'intervento migliore per garantire il ricambio d'acqua e le velocità idriche nello specchio acqueo al fine di garantire una idonea circolazione idrica all'interno dello specchio acqueo che verrà in seguito realizzato. Si è verificato che è possibile mantenere la conformazione progettuale con un apertura di circa 8 metri allo specchio acqueo prevedendo la predisposizione di due bocche di ricircolo che immettono tramite pompe portate di circa 400 l/s dal mare verso la vasca.

Nella figura di seguito riportata vengono evidenziati, A, B e C ipotizzati nello studio numerico per l'installazione delle pompe.

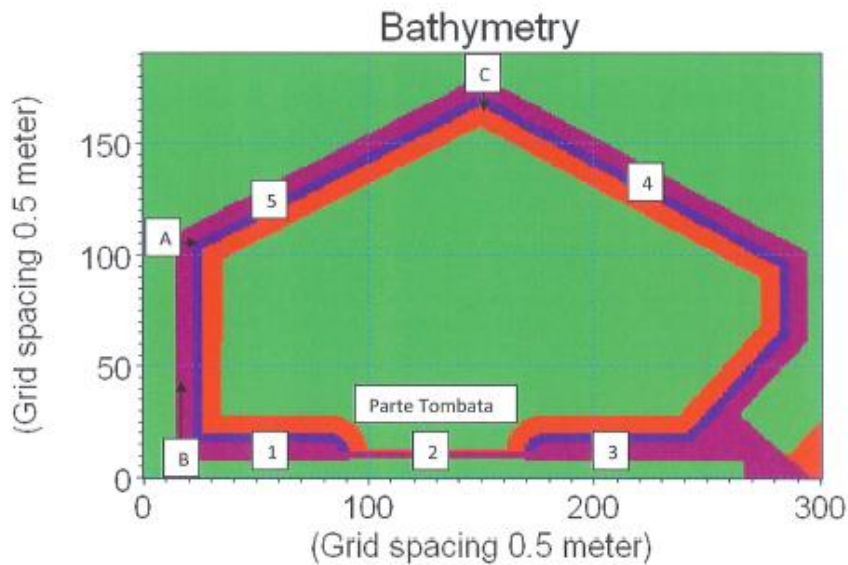


Figura 12- Immagine qualitativa della configurazione transitoria con indicazione dei punti di pompaggio forzato A, B e C, e dei punti di misura delle velocità 1, 2, 3, 4 e 5.

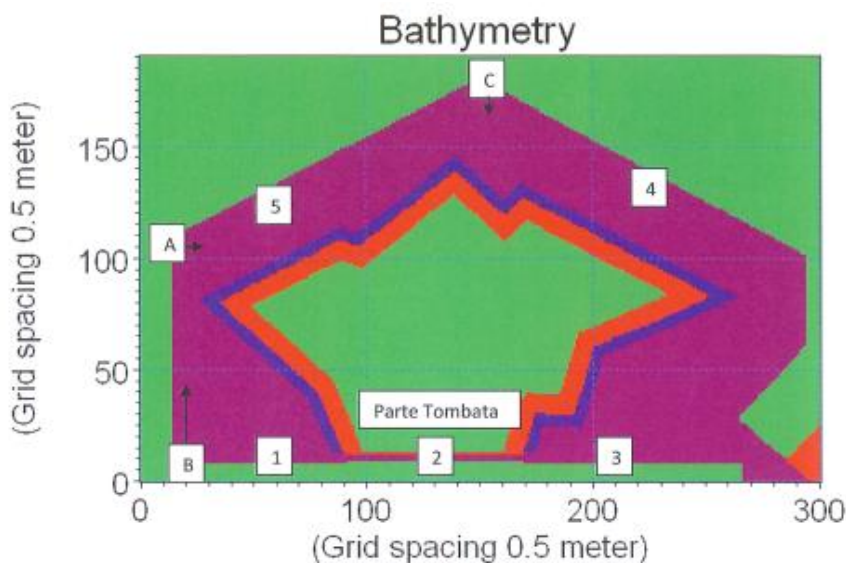


Figura 13- Immagine qualitativa della configurazione definitiva con indicazione dei punti di pompaggio forzato A, B e C, e dei punti di misura delle velocità 1, 2, 3, 4 e 5.

I risultati dello studio evidenziano come situazione ottimale, la predisposizione di due pompe con bocche di immissione nel punto A e B, come viene meglio visualizzato nella tavola progettuale **TAV 11**. Si rimanda alla tavola TAV 11 per l'indicazione del posizionamento delle pompe e delle misure in gioco. Per quanto riguarda il calcolo delle perdite di carico, la scelta delle pompe si rimanda all'elaboratore allegato alla presente relazione redatto dall'impresa AM3 SPIN OFF srl dell'Università degli Studi di Firenze e all'allegato alla presente relazione.

XI ALLEGATO

XI.A INDICAZIONE PER L'ISTALLAZIONE DELLE POMPE PER LA CIRCOLAZIONE FORZATA ALL'INTERNO DELLO SPECCHIO ACQUEO IN PROGETTO ATTORNO ALLA TORRE DEL MARZOCCO - AM3 SPIN OFF SRL DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI FIRENZE-

AM3 SPIN-OFF

ADVANCED MODELS AND METHODS
IN MARITIME ENGINEERING



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
FIRENZE

SPIN-OFF PARTECIPATO



INDICAZIONI PER L'ISTALLAZIONE DELLE
POMPE PER LA CIRCOLAZIONE FORZATA
ALL'INTERNO DELLO SPECCHIO ACQUEO IN
PROGETTO ATTORNO ALLA TORRE DEL
MARZOCCO

AM3 SPIN-OFF s.r.l.
SPIN-OFF PARTECIPATO
DALL'UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI DI FIRENZE
am3.unifi.spinoff@gmail.com

Via Madonna del Piano, 6
50019 Sesto Fiorentino (FI)
P. IVA / C.F. 06375900484

AM3 Spin-off s.r.l.
Advanced Models and Methods in Maritime Engineering
Firenze, Via Madonna del Piano, 6
50019 Sesto Fiorentino (FI)
P.IVA 06375900484 REA FI 623251

CONSULENTI	VERSIONI	CONSEGNA
Ing. L. Cappiotti, PhD Prof. Ing. P.L. Aminti Ing. A. Esposito	05 febbraio 2016: Bozza Finale	29 febbraio 2016: Stampa

INDICE

1. INDICAZIONI PER L'ISTALLAZIONE DELLE POMPE PER LA CIRCOLAZIONE FORZATA	2
1.1 CALCOLO DELLE PERDITE DI CARICO	2
1.2 SCELTA DELLE POMPE	3
2. SPECIFICA TECNICA PER POMPA IDROVORA SOMERGIBILE AD ASSE ORIZZONTALE A BASSA PREVALENZA	6
2.1 RICHIESTE GENERALI	6
2.2 RICHIESTE SUL COSTRUTTORE	6
2.3 DESIGN DELLA POMPA	6
2.4 MOTORE E DRIVE UNIT	7
2.5 ENTRATA CAVO.....	7
2.6 CUSCINETTI	7
2.7 TENUTE MECCANICHE	7
2.8 OLIO	8
2.9 ALBERO ELICA.....	8
2.10 ELICA	8
2.11 ANELLO CONVOGLIATORE E GUIDA DI ACCOPPIAMENTO	8
2.12 ACCESSORI	8
2.13 TEST DEL PRODOTTO	9
3. VOCI DI ELENCO PREZZI PER COMPUTO METRICO ESTIMATIVO DEI LAVORI E FORNITURE	10
ALLEGATO 1 – OFFERTA PREZZI	12

1. INDICAZIONI PER L'ISTALLAZIONE DELLE POMPE PER LA CIRCOLAZIONE FORZATA

Lo studio su modello numerico finalizzato alla definizione del più idoneo sistema di ricircolo per evitare la stagnazione delle acque, ha evidenziato la necessità di immettere una portata complessiva di 800l/s in due diverse zone dello specchio acqueo che circonda la Torre del Marzocco.

Con questa portata la circolazione avverrà con velocità sufficienti al mantenimento di una buona qualità delle acque anche durante il periodo estivo in assenza di vento e con basse escursioni di marea.

La circolazione avverrà prelevando acqua dal porto ed immettendola nel canale intorno alla torre il cui livello in esercizio risulterà uguale a quello del porto. Le pompe dovranno quindi vincere una prevalenza coincidente con le sole perdite di carico.

La portata richiesta può essere immessa con due condotte di diametro 600mm con sezione interna di 0,28mq. La velocità risultante risulta di 1,4 m/s. Il percorso delle condotte è stato definito per la situazione a regime quando sarà scavato lo specchio acqueo intorno alla torre con le dimensioni di progetto; tuttavia è stato tenuto conto che nella fase provvisoria, quando sarà presente solo il canale intorno alla torre, le condotte risulteranno più lunghe. Pertanto, per cautela, in sede di dimensionamento, e per non imporre vincoli sul possibile percorso provvisorio si è considerata una lunghezza di ciascuna condotta pari a 100m.

1.1 CALCOLO DELLE PERDITE DI CARICO

Le condotte in PVC come quelle in PE e PP sono internamente molto lisce con rugosità di 0,02-0,04mm. Tenendo conto del tratto iniziale in acciaio e dell'usura che nel tempo tenderà ad aumentare la scabrezza si può ipotizzare una rugosità media di 0,05mm.

Le perdite di carico espresse in termini di altezza di colonna d'acqua, possono essere calcolate con la relazione:

$$i = \lambda U^2 / 2g \text{ dove:}$$

- $\lambda = 0,012$ ricavato dal diagramma di Moody in figura seguente con il coefficiente di scabrezza relativa pari a 0,00008 valutato per una condotta di diametro 600mm
- $U^2 / 2g$ è il carico cinetico che nell'ipotesi di velocità di 1,4 m/s risulta pari a 0,1m

Le perdite nella condotta di lunghezza L pari a 100m risultano di 0,12m. Complessivamente le perdite in condotta e le perdite allo sbocco in canale tendo conto anche delle curve, risultano di circa 30cm.

Le pompe dovranno comunque sollevare l'acqua per riempire la condotta posta con asse ad una quota di 0,6m s.l.m.. In condizioni di bassa marea ed alta pressione atmosferica potrà essere necessario un sollevamento di ulteriori 50cm.

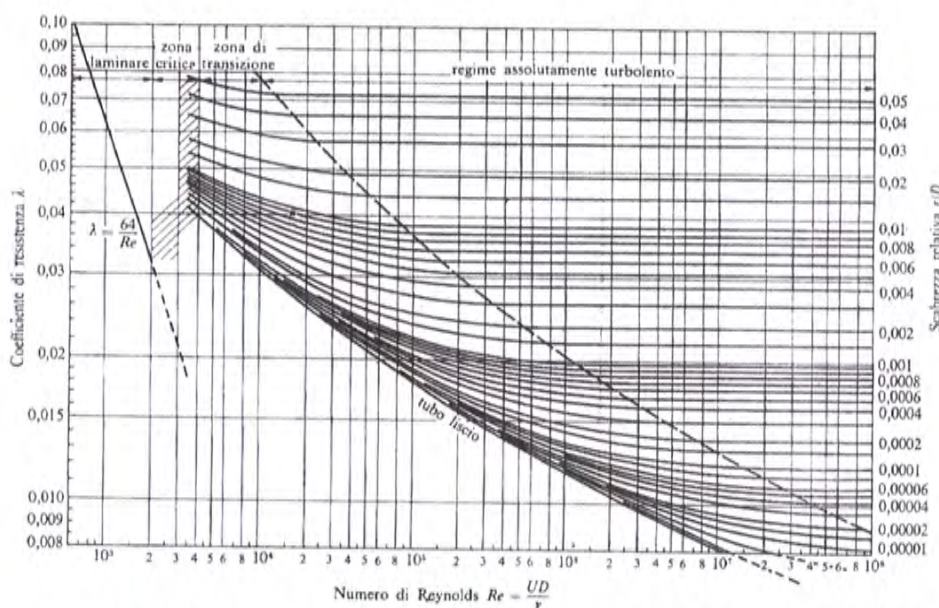


Figura 1- Diagramma di Moody per il calcolo del coefficiente di resistenza

La pompa dovrà quindi fornire una prevalenza di 1,4m in fase di riempimento, anche con portata ridotta ma una volta riempita la condotta con lo sbocco al disotto del livello del mare dovrà vincere solo le perdite di carico, stimate in 30cm, per il funzionamento a regime con la massima portata.

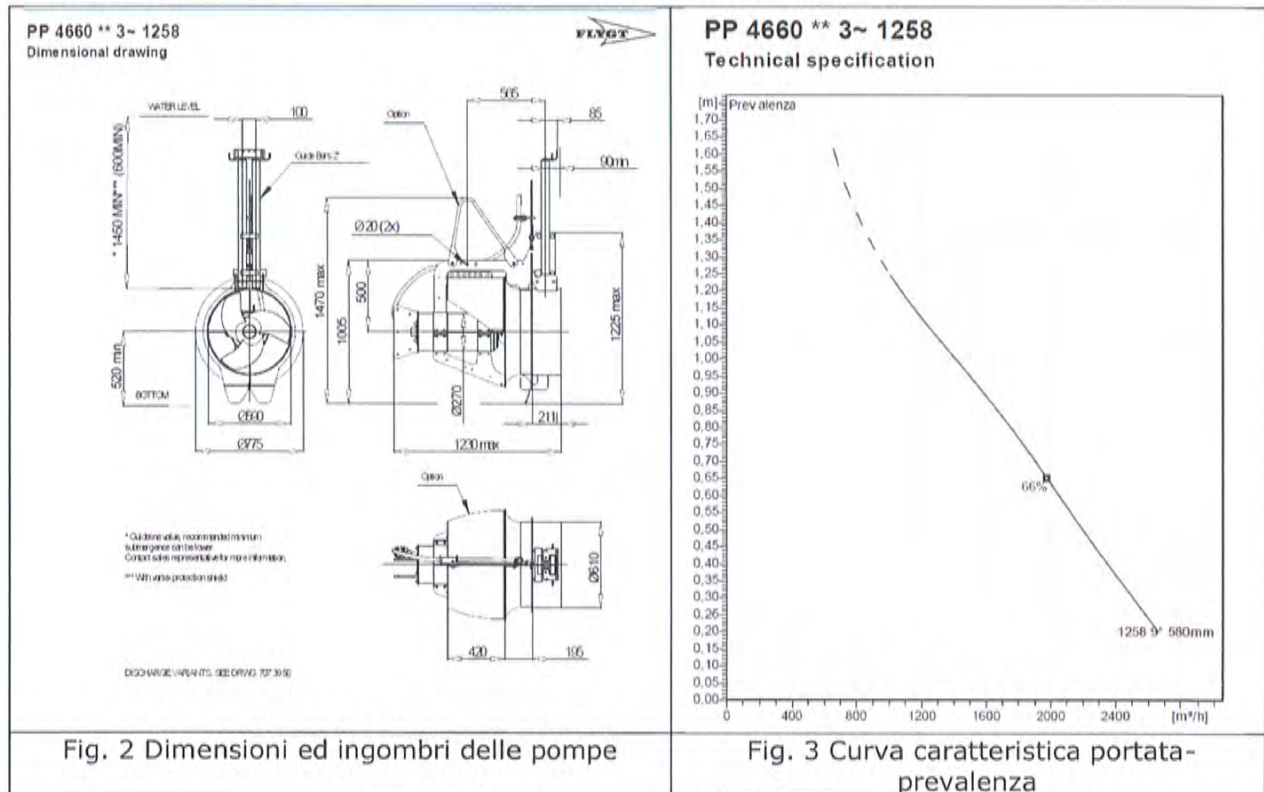
1.2 SCELTA DELLE POMPE

Le macchine più idonee per questo regime di prevalenza e portata risultano i circolatori con eliche intubate che possono operare con portate anche molto alte ma con prevalenza non superiore a 1,5- 2.0m.

Da una ricerca di mercato risulta che macchine di questo tipo sono commercializzate da Xylem e rappresentano una evoluzione dei circolatori per acque anche aggressive come quelle di impianti di depurazione quindi adatte anche ad operare con acqua di mare. Le eliche sono disposte all'interno di un tratto di condotta con asse coincidente con l'asse di rotazione e azionate da un motore elettrico in asse con l'elica progettato per operare in immersione.

Le dimensioni della macchina scelta sono riportate nella figura seguente così come le curve caratteristiche per la macchina inserita in un tronco di condotta di 600mm di

diametro. Dalla curva caratteristica della pompa si ricava che una macchina che opera con prevalenza fra 30 e 40cm fornisce una portata di oltre 600 l/s.



Le pompe saranno montate con alloggiamento scorrevole su guide verticali in modo che possa essere calata o sollevata per pezzo di una piccola gru. Le condotte a valle della pompa fino al tratto orizzontale sopra il livello del saranno di acciaio inox e fissate rigidamente alla struttura della banchina. Lo schema di posizionamento, ingombri e passaggi attraverso la struttura della banchina è riportato nelle figure seguenti.

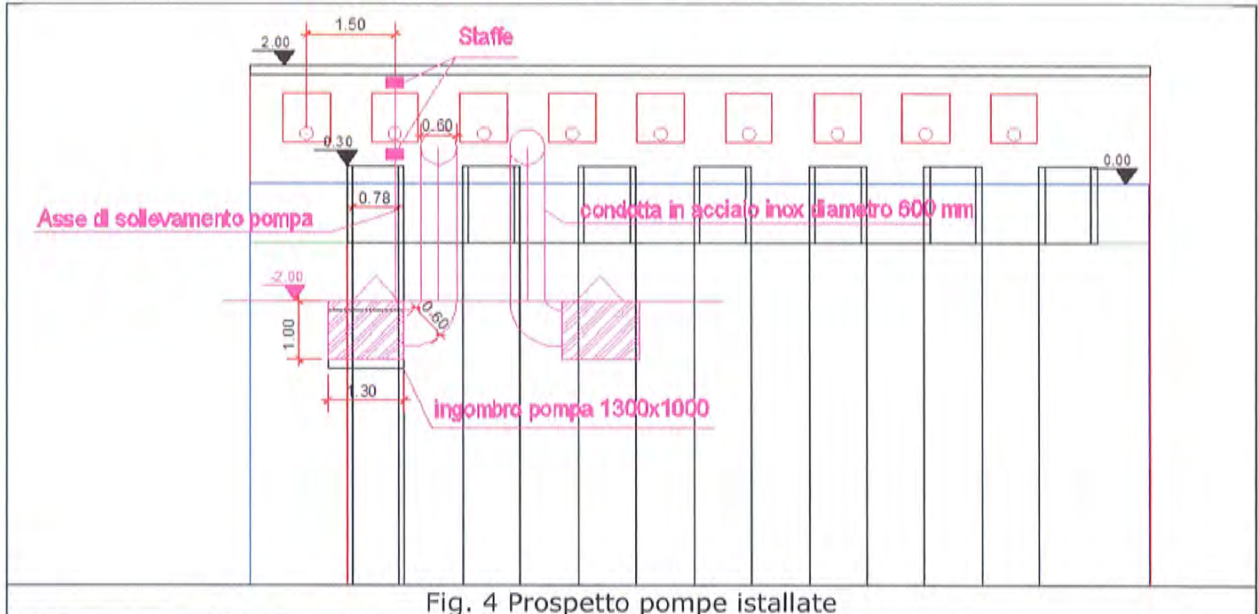


Fig. 4 Prospetto pompe istallate

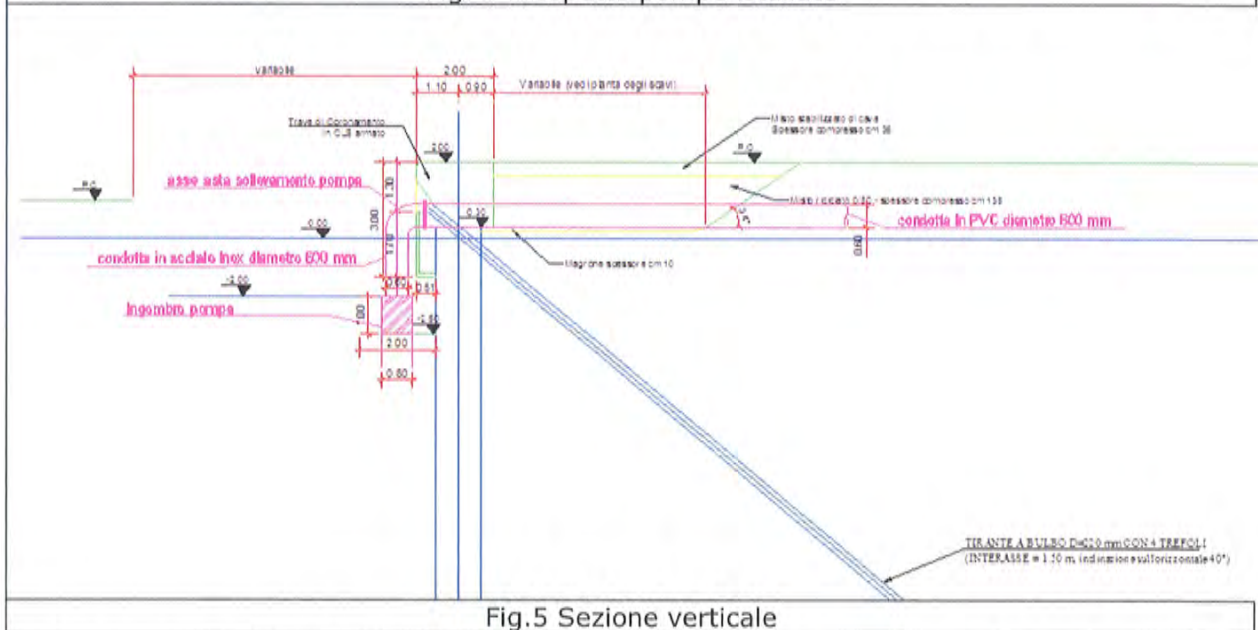


Fig. 5 Sezione verticale

Per l'attraversamento della struttura di coronamento della palanca che delimita la sponda nord del Canale Industriale sono possibili diverse soluzioni; quella riportata nelle figure seguenti ha il pregio di non richiedere tagli sulle parti metalliche e mantiene la condotta sempre interrata ad un livello di poco superiore al livello del mare e quindi senza creare problemi a pompe a bassa prevalenza in fase di avvio.

Dato che con lo spegnimento della pompa la condotta si riempirà di aria sono necessarie condotte in materiale plastico (PVC o PEAD) ed è opportuno prevedere uno sfiato per l'aria al termine del tratto orizzontale a monte della curva che porta la condotta ad immergersi nel bacino intorno alla torre.

2. SPECIFICA TECNICA PER POMPA IDROVORA SOMERGIBILE AD ASSE ORIZZONTALE A BASSA PREVALENZA

2.1 RICHIESTE GENERALI

Fornitura ed installazione di 2 pompe idrovore sommergibili ad asse orizzontale. Ogni pompa dovrà avere un motore elettrico sommergibile con potenza nominale 10kW, connesso per la sua operatività a una rete elettrica 400volt, 3 fasi, 50Hz. La pompa dovrà essere in grado di fornire una Portata di almeno 400 l/s con una prevalenza di 0,3m ma dovrà essere in grado in fase di riempimento della condotta di vincere un dislivello di 1,4m con portata non inferiore a 50l/s. La velocità di rotazione elica non dovrà essere superiore a 480giri/min e con un diametro elica non inferiore a 580mm. La pompa deve essere progettata per funzionamento continuo o intermittente in una temperature del liquido miscelato fino a 40°C. La pompa dovrà essere equipaggiata con un cavo elettrico sommergibile, dimensionato in accordo a IEC standard, avente una ricopertura in gomma di polietilene clorinato con una lunghezza non inferiore a 10 metri.

2.2 RICHIESTE SUL COSTRUTTORE

La pompa fornita dovrà essere progettata e fabbricata da un singolo costruttore che avrà la sola responsabilità per detto equipaggiamento. Il costruttore dovrà avere esperienza su prodotti simili per capacità in operanti da almeno 10 anni con successo in applicazioni simili.

2.3 DESIGN DELLA POMPA

La pompa dovrà essere capace di lavorare in acque marine. Dovrà essere possibile installare e calare in sede la pompa con facilità, senza bisogno che personale entri in mare per effettuare tale operazione. La pompa dovrà essere calata mediante una coppia tubi guida a sezione tonda da 2" in acciaio inox AISI316. La pompa ed i suoi accessori principali ed il cavo elettrico dovranno resistere ad una sommersione continua senza infiltrazioni fino ad una sommersione di almeno 20m. I componenti principali della pompa ed i suoi accessori a contatto con il liquido dovranno essere realizzati in acciaio inox AISI316 (o di superiore caratteristica). La bulloneria sarà in acciaio inox AISI 316 (o superiore). Ogni pompa dovrà essere dotata di anodi di zinco sacrificali e dovrà essere possibile il loro smontaggio e sostituzione.

2.4 MOTORE E DRIVE UNIT

La pompa dovrà avere un motore elettrico direttamente connesso all'elica, senza riduttore. Il motore elettrico deve essere a gabbia di scoiattolo ed induzione alloggiato in un vano riempito d'aria a tenuta stagna. Il motore deve essere isolato in classe H (180 °C) e deve poter funzionare in modo continuo o intermittente e permettere almeno 3 avviamenti equi distanziati per ora. Devono essere presenti 3 microtermostati settati per aprirsi alla temperatura di 140°C e richiudersi autonomamente alla temperatura di 70°C, per monitorare la temperatura di ogni fase dell'avvolgimento. Questi microtermostati vanno usati in congiunzione con e in supplemento ad una protezione esterna da sovraccarico del motore e vanno collegati al quadro di controllo elettrico. Il motore deve avere una tolleranza sul voltaggio di più o meno 5%. Una carta di prestazione motore deve poter essere fornita su richiesta, e deve illustrare le curve per la torsione, corrente, fattore di potenza, potenza in ingresso ed in uscita ed efficienza. Questa carta deve anche includere dati caratteristici all'avviamento e al sovraccarico. Il cavo di potenza deve anche includere due conduttori schermati per il monitoraggio dei microtermostati e di eventuali altri sensori opzionali con sezione 0.5 mm².

2.5 ENTRATA CAVO

L'entrata cavo dovrà consistere di boccole cilindriche in elastomero, senza sigillature epossidiche, siliconiche o altro sistema secondario di tenuta. La camera di giunzione ed il vano motore devono essere riempiti con aria e separati da una morsettiera che deve proteggere l'interno motore da materiali esterni.

La camera di giunzione viene isolata dal vano statore mediante una coppia di O-ring.

2.6 CUSCINETTI

Il motore dovrà ruotare su tre cuscinetti permanentemente lubrificati. Il cuscinetto principale deve essere di tipo a sfere con contatto angolare per supportare i carichi assiali. Devono essere previsti due cuscinetti di supporto, uno di tipo a singola fila di sfere con contatto angolare, che assorbe i carichi assiali e radiali ed uno a cilindri che assorbe i carichi radiali. I cuscinetti saranno pre-caricati per ridurre la deflessione dell'albero ed aumentare la vita degli stessi.

Tutti i cuscinetti devono essere progettati per una vita minima di 100.000 ore.

2.7 TENUTE MECCANICHE

Ogni pompa idrovora dovrà avere una camera liquido per il Sistema di sigillatura albero. Le viti per il drenaggio e l'ispezione del liquido di ispezione dovranno essere facilmente accessibili dall'esterno. Ogni pompa dovrà essere dotato di due tenute

meccaniche per la sigillatura dell'albero, consistente di due tenute indipendenti integrate in un'unica unità a cartuccia di facile sostituzione. Le tenute opereranno in una riserva di olio che lubrificherà idro-dinamicamente le facce tenuta. Le tenute esterna ed interna dovranno essere di tipo meccanico realizzate in carburo di tungsteno resistente alla corrosione (WCCR). Solo la parte esterna della tenuta meccanica sarà a contatto con il media da miscelare. Le tenute non richiedono normalmente aggiustamenti o manutenzioni nel loro ciclo di vita.

2.8 OLIO

La camera olio sarà riempita con olio medico bianco di tipo a paraffina. L'olio deve essere esente da idrocarburi aromatici e approvato in accordo a FDA 172.878.

2.9 ALBERO ELICA

L'albero elica e l'albero motore saranno la stessa unità, senza accoppiamento. Detto albero dovrà essere realizzato in acciaio inox ASTM/AISI 431 o EN10088-3-1.4057, o comparabile.

2.10 ELICA

L'elica sarà a 3 pale per un suo maggiore bilanciamento, consisterà di pale in acciaio inox AISI316. La forma delle pale deve essere con design ricurvo e con doppia curvatura per garantire la non intasabilità delle pale da filacci o simili. Il serraggio dell'elica sull'albero deve essere realizzato mediante incastro di precisione con una singola vite e rondella per la tenuta della stessa.

2.11 ANELLO CONVOGLIATORE E GUIDA DI ACCOPPIAMENTO

La pompa idrovora sarà dotata di un anello convogliatore che circonda a 360° l'elica con un profilo idrodinamico a curvatura continua (senza saldature o spigoli sulla curvatura) che massimizza l'efficienza idraulica e minimizza il consumo elettrico. Detto anello convogliatore è preparato per incorporare uno scudo antivortice opzionale, necessario per prevenire la cavitazione di aria in applicazioni con scarso battente sopra all'elica. Sul fronte dello scudo antivortice è montata una slitta/flangia di accoppiamento che assicura la corretta posizione di mandata della pompa sul suo tronchetto di piede di accoppiamento.

2.12 ACCESSORI

E' prevista la fornitura di un breve tronchetto di mandata DN600 in AISI316, completo di speciale controflangia di accoppiamento alla pompa, nonché di supporto inferiore per due tubi guida tondi, pure previsti in fornitura assieme ad un supporto superiore per gli stessi, sempre in acciaio inox AISI316.

Si prevede altresì la fornitura di una tasca in acciaio inox AISI 316 per il sostegno di una gru rimovibile in acciaio inox AISI316 completa di argano con capacità di almeno 300kg con la quale è possibile estrarre la pompa, nonché di una catena in acciaio inox di lunghezza adeguata al recupero della pompa.

2.13 TEST DEL PRODOTTO

Il costruttore deve avere la capacità di poter accettare ed effettuare su richiesta e a pagamento un test di portata e consumo elettrico su una pompa in accordo alla ISO 9906-2012 Grade 3B.

Il costruttore della pompa dovrà comunque effettuare le seguenti ispezioni e test su ogni pompa prodotto prima della spedizione dalla fabbrica:

1. Test isolamento Motore per scoprire eventuali difetti di isolamento;
2. Prova di tenuta della pompa idrovora assemblata utilizzando un metodo a vuoto.
3. Test funzionamento a secco per stabilire l'integrità meccanica e la rotazione corretta

Il costruttore deve su richiesta poter fornire un report scritto che attesti lo svolgimento ed il superamento dei test di cui sopra per ogni macchina fornita e spedita.

3. VOCI DI ELENCO PREZZI PER COMPUTO METRICO ESTIMATIVO DEI LAVORI E FORNITURE

Le operazioni necessarie per l'installazione delle pompe di circolazione sono state distinte in:

fornitura delle macchine e di tutti gli accessori forniti dalla ditta costruttrice per il corretto assemblaggio delle pompe e degli organi di sollevamento delle macchine per effettuare a secco le manutenzioni;

realizzazione di carpenteria metallica per il sostegno e ancoraggio al palancolato dei tratti verticali delle condotte con le relative curve e per il sostegno delle pompe.

Per quanto riguarda il primo punto si allega una offerta di una ditta produttrice di macchine idonee a svolgere il servizio previsto, mentre per il secondo punto viene fornita una specifica per la costruzione e messa in opera degli elementi di ancoraggio.

Costruzione e posa in opera di struttura di ancoraggio del sostegno per la condotta in acciaio e base di appoggio per la pompa da realizzarsi in profilati di acciaio inox tipo Aisi 316 L .

Le due strutture metalliche, una per ciascuna pompa dovranno essere ancorate alla trave in CA di coronamento al palancolato metallico e dovrà essere completata con un braccio per permettere l'aggancio di un argano per il sollevamento della pompa fino al piano della banchina.

La struttura dovrà essere progettata in modo da assorbire anche le spinte idrodinamiche sulla curva posta immediatamente a valle della pompa senza indurre sollecitazioni sulle condotte verticali. La parte più bassa della struttura potrà essere ancorata al palancolato metallico.

L'impresa sarà responsabile della progettazione della struttura che potrà essere costruita solo dopo l'approvazione formale del progetto esecutivo da parte della D.L. L'impresa curerà successivamente l'esecuzione e messa in opera dell'intero sistema comprendente le condotte la struttura di ancoraggio delle condotte e della pompa e dei sostegni per l'argano di sollevamento delle pompe. L'impresa sarà ritenuta l'unica responsabile del corretto funzionamento dell'intero sistema..

E prevista anche la fornitura di un argano di potenza adeguata per il sollevamento delle pompe che non sarà mantenuto permanentemente in sede ma una volta utilizzato per il montaggio delle pompe sarà tenuto in magazzino dall'autorità portuale per il sollevamento delle pompe per le operazioni di manutenzione.

Sono comprese anche la fornitura e messa in opera di tutti gli elementi accessori, oltre quelli compresi nella fornitura delle pompe per il corretto funzionamento dell'impianto e per il sollevamento delle pompe per manutenzione.

Prezzo a corpo per fornitura e posa 25 000€ per l'insieme delle due strutture e fornitura di un argano.

ALLEGATO 1 – OFFERTA PREZZI

1) **Elettropompa Flygt PP 4660.412 -9°-**

Diametro elica: 580,0 mm.

Pot. Nom. 7,5 kW - 400 Volt - 50 Hz -3 fasi

10 m. Cavo SUBCAB 4G6+2x1,5

Con scudo antivortice

Sezione Materiali:

- Versione: Acciaio Inox Aisi 316L

- Albero : Acciaio inox AISI 431

- Girante : Acciaio inox Aisi 316L

Tenute meccaniche:

- interna : WCCR / WCCR

- esterna : WCCR / WCCR

PREZZO UNITARIO € 34.645,00

Quantità 2

PREZZO TOTALE € 69.290,00

2) **Sovrapprezzo per serie anodi di zinco**

PREZZO UNITARIO € 2.050,00

Quantità 2

PREZZO TOTALE € 4.100,00

3) **ACCESSORI**

Attacco portaguida superiore 2" in acciaio inox

q.tà n. 1

Piede di accoppiamento per mixer

q.tà n. 1

Tappo di protezione per piede accoppiamento

q.tà n. 2

Kit di montaggio nr.2 tasselli chimici M12

q.tà n. 2

PREZZO UNITARIO € 1.794,00

Quantità 2

PREZZO TOTALE € 3.588,00

ALTERNATIVA - SENZA SCUDO:

4) **Elettropompa Flygt PP 4660.412 -9° -**

Diametro elica: 580,0 mm.

Pot. Nom. 7,5 kW - 400 Volt - 50 Hz -3 fasi