



# AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEL MARE ADRIATICO ORIENTALE - Porto di Trieste



## INTERVENTI DI AMPLIAMENTO ALLA RADICE DEL MOLO VI PROG. A.P.T. N. 1801

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
dott.ing. Eric Marcone

PROGETTO		RESPONSABILI		
 <p>Via Colleoni, 56/58 36016 Thiene (VI) tel. 0445/375300 fax 0445/375375 e-mail: altieri@studioaltieri.it</p> <p><b>STUDIO ALTIERI SPA</b></p>	 <p>Via S.Fermo, 11 - 33100 - Udine tel.0432/526179 - fax 0432/624309 e-mail: alpe@alpeprogetti.it</p>	<p>INCARICATO DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>dott.ing. Carlo Glauco Amoroso</p>	<p>RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE</p> <p>dott.ing. Francesco Alessandrini</p>	<p>RESPONSABILE DEGLI ASPETTI GEOLOGICI</p> <p>dott.geol. Umberto Stefanel</p>
		 <p>Servizi Qualità e Sicurezza s.r.l.</p> <p>Viale Terza Armata n. 7 - 34123 TRIESTE (TS) T. 040 633864 - F. 040 3483217 e-mail: info@sqs-ts.com</p>	<p>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p>p.i. Furio Benci</p>	<p>RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI</p> <p>dott.ing. Dario Turolla</p>
 <p>Via Enrico Davila, 1 35028 Piove di Sacco (PD) Tel. 0425/1900552 email: info@progettando-srl.it</p>	<p>dott. geol. Umberto Stefanel Via G. Tullio n° 13 33100 Udine Tel/Fax 0432.513442 - Mob. 348.6037250 <a href="mailto:umbigeo@libero.it">umbigeo@libero.it</a> <a href="mailto:umberto.stefanel@epap.sicurezzaepostale.it">umberto.stefanel@epap.sicurezzaepostale.it</a></p>			

## PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO **Relazione di calcolo delle strutture di sostegno delle vasche**

ELABORATO **Cstr 0031**

NOME FILE **format\_relazione.doc**

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	10-05-2017	EMISSIONE	DF	FA	FA

# INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>RELAZIONE SUI MATERIALI</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>RELAZIONE SULLE FONDAZIONI</b>	<b>8</b>
4.1	SISMICITÀ	8
4.2	MODELLO GEOTECNICO	10
4.3	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	12
4.4	CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE	14
<b>5</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>15</b>
5.5	PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (G1)	15
5.6	CARICHI PORTATI (G2)	15
5.7	SOVRACCARICO VARIABILE SU IMPALCATO	15
5.8	VARIAZIONI TERMICHE	16
5.9	RITIRO E VISCOSITÀ	16
5.10	AZIONE SISMICA	17
<b>6</b>	<b>ANALISI DELL'IMPALCATO</b>	<b>21</b>
6.1	CRITERI DI MODELLAZIONE	21
6.2	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	21
6.3	TRAVI PRINCIPALI: RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA	22
6.3.1	<i>Analisi in fase iniziale</i>	22
6.3.2	<i>Analisi in fase finale</i>	23
6.4	SOLETTA: RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA	25
6.4.1	<i>Analisi in fase iniziale</i>	25
6.4.2	<i>Analisi in fase finale</i>	27
6.4.3	<i>Verifica a sollevamento</i>	28
6.5	PALI: RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA	29
6.5.1	<i>Valutazione azione inerziale</i>	29
6.5.2	<i>Verifica STR in condizioni statiche</i>	30
6.5.3	<i>Verifica STR in condizioni sismiche</i>	30
6.5.4	<i>Verifica di capacità portante verticale</i>	33
6.5.5	<i>Verifica di capacità portante orizzontale</i>	33



## 1 PREMESSA

La relazione di calcolo è relativa ai lavori di ampliamento alla radice del Molo VI a Trieste, finalizzati alla realizzazione di due accosti Ro-Ro della larghezza di 40m nello spazio compreso tra il Molo VI e la banchina esistente (accosti 38-39), con opere che sono già previste nel Piano Regolatore Portuale di Trieste.

Le opere prevedono l'avanzamento della banchina nel tratto terminale per circa 35 m in modo tale da poter realizzare due rampe per ormeggio e carico e scarico tramite i portelloni di poppa dei mezzi rotabili.

Oggetto del presente elaborato è la struttura pensile di sostegno delle vasche di raccolta delle acque meteoriche (vasche di prima e seconda pioggia), posta al di sotto dell'impalcato principale.

La struttura è costituita da 6 pali trivellati di diametro 1.1m, lunghi 25m, che si intestano nello strato di flysch integro per 5m; in sommità le teste dei pali sono collegate tra loro da un impalcato in c.a. con dimensioni in pianta di 7.5\*7.5m e spessore minimo di 0.45m.

La struttura dell'impalcato è costituita da 3 travi prefabbricate, larghe 1.5m e spesse 0.40m, ciascuna delle quali va in appoggio su una coppia di pali, sulle quali si vanno a poggiare una serie di lastre tralicciate tipo Predalles con funzione di cassero a perdere per il successivo getto della soletta. La soletta così realizzata è completata poi lungo il perimetro con un cordolo prefabbricato (dim. 0.2x0.3m), che sarà collegato con degli spinotti in acciaio e che svolge il compito di fermo laterale per vasche prefabbricate che saranno posate all'interno di detta struttura.

Ad evitare il sollevamento delle vasche (la quota di posa è prevista a -1.25m l.m.m.) si posizionano 12 tiranti in barra, da collegare alle pareti delle vasche.



## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è svolto nell'ambito della normativa tecnica vigente, ed in particolare del **D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"** che raccoglie in un unico testo organico le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali. Altre normative di riferimento, comunque adottate e a cui si è fatto riferimento, sono le seguenti:

Legge 05/11/1971 n°1086: *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"*.

*D.G.R. n. 485 del 6 maggio 2010*

UNI EN 206-1:2006: *"Resistenza e durabilità del calcestruzzo strutturale"*

UNI EN 1991-1-1:2004: *"Eurocodice 1: Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici - (aggiornamento Errata Corrige 2010)"*



### 3 RELAZIONE SUI MATERIALI

#### Calcestruzzo per soletta

Si impiega un calcestruzzo per getti subacquei di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa} \quad (\text{C35/45})$$

con le seguenti caratteristiche meccaniche e di resistenza:

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 2.24 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34077 \text{ N/mm}^2$$

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{cd} = 19.8 \text{ N/mm}^2 (\alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.5)$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 21.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente})$$

confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XS3 come definite dalla Norma EN 206-1 UNI 11104/04, con classe di consistenza S4, diametro massimo dell'inerte 25mm.

#### Calcestruzzo per pali:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa} \quad (\text{C35/45})$$

con le seguenti caratteristiche meccaniche e di resistenza:

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 2.24 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34077 \text{ N/mm}^2$$

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{cd} = 19.8 \text{ N/mm}^2 (\alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.5)$$



- tensioni allo stato limite esercizio

$$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 21.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente})$$

confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XS3 come definite dalla Norma EN 206-1 UNI 11104/04, con classe di consistenza S5, diametro massimo dell'inerte 25mm.

### Calcestruzzo per elementi prefabbricati:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (\text{C40/50})$$

con le seguenti caratteristiche meccaniche e di resistenza:

$$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 3.51 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 2.46 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 35220 \text{ N/mm}^2$$

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{cd} = 22.6 \text{ N/mm}^2 \quad (\alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.5)$$

$$f_{ctd} = 1.64 \text{ N/mm}^2 \quad (\gamma_c = 1.5)$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 24.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 18.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente})$$

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{cd} = 19.8 \text{ N/mm}^2 (\alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.5)$$

confezionato secondo le caratteristiche della classe di esposizione XS3 come definite dalla Norma EN 206-1 UNI 11104/04, con classe di consistenza S5, diametro massimo dell'inerte 25mm.



### Acciaio da c.a.:

Per le armature in barra si impiega un acciaio ad aderenza migliorata del tipo:

B450 C

controllato in stabilimento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

che soddisfi i seguenti rapporti minimi:

$$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$$

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$$

$$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad (\gamma_s = 1.15)$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

### Acciaio da carpenteria

Si impiega un acciaio tipo:

S355 JR

avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 530 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$



## 4 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

L'area oggetto di intervento è posta alla radice del molo VI, nella zona compresa tra gli attracchi n. 38 e 39; è stata oggetto di una serie di indagini sia per la redazione del progetto Preliminare, sia in questa fase progettuale, finalizzate alla definizione del modello geologico e geotecnico del suolo.

In particolare sono stati eseguiti 2 sondaggi fino a circa -25m dal l.m.m., e una prova geofisica MASW in prossimità dell'area di intervento.

### 4.1 Sismicità

Sulla base dei risultati della prova geofisica il terreno è classificabile come "C": tuttavia, per tener conto che al di sotto del banco di materiale più deformabile è stato rilevato un substrato rigido, ad una profondità prossima ai 20m, si è ritenuto più cautelativo caratterizzare il sito come di categoria "E".

I parametri che ne derivano sono riassunti nelle figure seguenti.

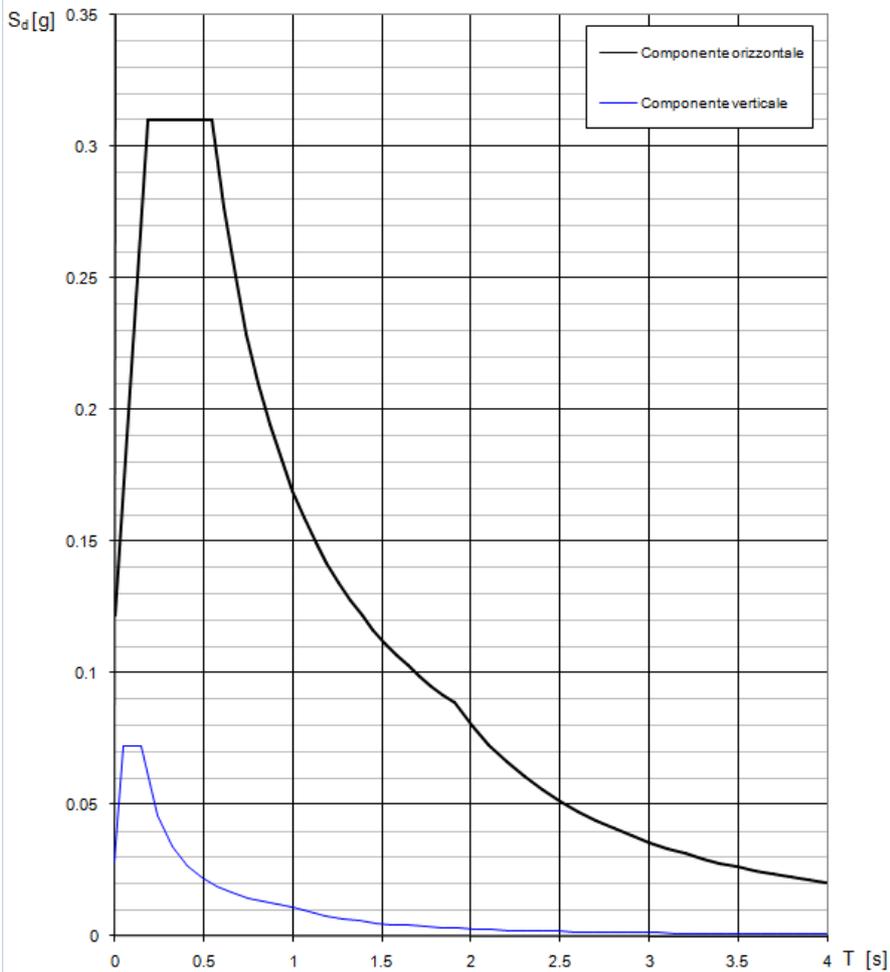
STATO LIMITE		$T_R$ [anni]	$a_g/g$	$F_0$	$T_C^*$ [s]
SLE	SLO	120	0.061	2.583	0.270
	SLD	201	0.076	2.542	0.288
SLU	SLV	1898	0.167	2.610	0.354
	SLC	2475	0.182	2.616	0.359

Si riportano gli spettri di progetto relativi all'opera in esame, ottenuti con i parametri sopra definiti, per  $q=1$ .



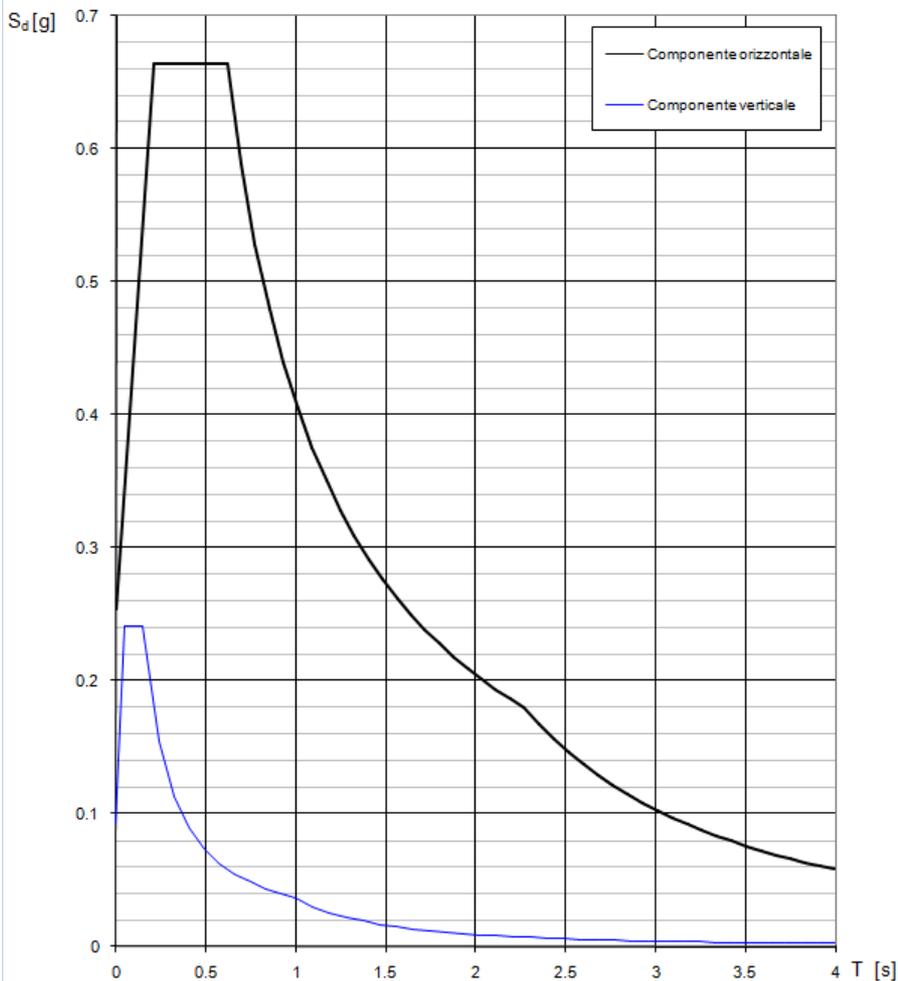
RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD





**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



## 4.2 Modello geotecnico

Sulla base dei risultati della prove eseguite in sito è possibile definire il seguente modello geotecnico:

### Strato 1: riempimenti di banchina - unità geotecnica #1

da p.c. a -10.0m s.l.m.

peso unità di volume  $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$   
 $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/mc}$

Angolo di attrito interno  $\varphi' = 30^\circ$

Coesione efficace  $c' = 0 \text{ kPa}$



Strato 2: riporti e sedimenti marini – unità geotecnica #2

da fondale a -17.5m s.l.m.

peso unità di volume	$\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
	$\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/mc}$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 0^\circ$
Coazione efficace	$c' = 0 \text{ kPa}$
Coazione non drenata	$c_u = 15 \text{ kPa}$
Mod. deformaz. edom.	$E_d = 2.0 \text{ MPa}$

Strato 3: limo argilloso sabbioso – unità geotecnica #3

da -20.0m s.l.m. a -20.0m s.l.m.

peso unità di volume	$\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
	$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/mc}$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 35^\circ$
Coazione efficace	$c' = 10 \text{ kPa}$
Mod. deformaz.	$E_d = 45 \text{ MPa}$

Strato 4: cappellaccio di alterazione del flysch – unità geotecnica #4

da -20.0m s.l.m. a -22.5m s.l.m.

peso unità di volume	$\gamma = 21 \text{ kN/mc}$
	$\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/mc}$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 27^\circ$
Coazione efficace	$c' = 75 \text{ kPa}$
Mod. deformaz.	$E_d = 70 \text{ MPa}$

Strato 5: substrato roccioso – unità geotecnica #5

da -22.5m s.l.m.

peso unità di volume	$\gamma = 21 \text{ kN/mc}$
	$\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/mc}$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 35^\circ$
Coazione efficace	$c' = 200 \text{ kPa}$



RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

Mod. deformaz.

Ed =160 MPa

### 4.3 Capacità portante verticale

La capacità portante dei pali di fondazione è valutata con l'Approccio 2, Combinazione 1 A1+M1+R3.

stratigrafia terreno

strato	quote assolute				quote relative		acqua	tipo terreno	valori caratteristici			
	da [m]		a [m]		γ'	φ'			c'	coes. non drenata cu		
	da [m]	a [m]	da [m]	a [m]								
1	-1.65	-10	0	-8.35	si	-	0	0	0	0		
2	-10	-16.5	-8.35	-14.85	si	UG2	8	0	0	10		
3	-16.5	-17.5	-14.85	-15.85	si	UG2	8	0	0	10		
4	-17.5	-20	-15.85	-18.35	si	UG3	10	35	10	0		
5	-20	-22.5	-18.35	-20.85	si	UG4	12	27	75	0		
6	-22.5	-26.5	-20.85	-24.85	si	UG5	12	35	200	0		

strato	fattorizzato				fattorizzato			fattorizzato			k	
	tanφ'	tanφ'd	φ'd	δd	tanδ'd	c'd [kN/m2]	α	cud [kN/m2]	α			
1	-	0	0	0	-	-	0.90	0	0.90	0.7	L	
2	-	0	0	0	-	-	0.90	10	0.90	0.7	L	
3	-	0	0	0	-	-	0.90	10	0.90	0.7	T	
4	0.700	0.70021	35	31.5	0.613	10.0	0.90	0	0.90	0.7	T	
5	0.510	0.50953	27	24.3	0.452	75.0	0.40	0	0.90	0.7	T	
6	0.700	0.70021	35	31.5	0.613	200.0	0.40	0	0.90	0.7	T	

tipo di palo T

I = infisso; T = trivellato; E = elica; L=Lamierino



RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

calcolo portata laterale palo

diametro palo D [cm]	pressione sommità strato pi1 [kN/m2]	strato	altezza strato [m]	prof. critica [m]	portanza later. [kN]	peso palo [kN]	20	portanza later. prof cr [kN]	resist. laterale media [kN/m2]
							profond crit. [m]		
110	0	1	8.4	8.4	-	119.0	22	-	-
110	0	2	6.5	6.5	202.2	92.7		202.2	9.0
110	52	3	1.0	1.0	31.1	14.3		31.1	9.0
110	60	4	2.5	2.5	346.4	35.6		346.4	40.1
110	85	5	2.5	2.5	532.2	35.6		532.2	61.6
110	115	6	4.0	4.0	1,930.0	57.0		1,828.6	132.4
	163	tot	24.9		3,042.0	354.2		2940.59	34.3

calcolo portata di base palo

diametro palo alla base D= 110 cm  
 area di base Ab = 0.950 m2

calcolo in funzione della resistenza del terreno

Nq = (da NAVFAC) 25

Rbk = 4,771 kN

qbk = 5,020 kN/m2

calcolo in funzione dell'abbassamento alla base del palo

wmax = 1.0 cm

fs = 2.3

massimo cedimento ammesso

coeff. sic. su qcr - REESE E YAMIOLKOWSKI

Nspt = 80 colpi/30 cm

qbk (qcr) = 5360 kN/m2

abbassamento w per qbk = 5.5 cm

qbkcrit = 4000 kN/m2

Rbk = 1,647 kN

qbk(wmax) = 1,734 kN/m2

calcolo secondo REESE

per 5% D di abbassamento

abbassamento di riferimento

limitazione superiore a qcr

pressione alla base per il cedimento ammesso

qc = 24000 kN/m2

Cq = 0.25

qbk (qcr) = 6000 kN/m2

abbassamento w per qbk = 5.5 cm

qbkcrit = 4000 kN/m2

Rbk = 1,647 kN

qbk(wmax) = 1,734 kN/m2

calcolo secondo YAMIOLKOWSKI

0,2 < Cq < 0,35

per 5% D di abbassamento

abbassamento di riferimento

limitazione superiore a qcr

pressione alla base per il cedimento ammesso

Nq secondo NAVFAC 7.2		
φ'	infissi	trivellati
26	10	5
28	15	8
30	21	10
31	24	12
32	29	14
33	35	17
34	42	21
35	50	25
36	62	30
37	77	38
38	86	43
39	120	60
φ'd alla base =		35.0

Nspt =	80
qc =	24000 [kN/m2]
base	

sabbie; Cq >; Dr <

La resistenza di progetto del palo è quindi pari a:

$$R_{L,k} = 2940/1.65 = 1781 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad R_{L,d} = 1781/1.15 = 1549 \text{ kN}$$

$$R_{B,k} = 4771/1.65 = 2891 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad R_{L,d} = 2891/1.35 = 2141 \text{ kN}$$

$$R_d = 1549 + 2141 - 355 = 3335 \text{ kN}$$

per il calcolo della resistenza di base si è tenuto conto che il palo va a intestarsi completamente nel substrato rigido flyschoidale, e che quindi la resistenza completa può essere attinta anche per



RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

cedimenti limitati (si trascurano quindi i metodi di Reese/Yamiolkowski, validi invece per i terreni più propriamente granulari/coesivi).

#### 4.4 Capacità portante orizzontale

La capacità portante dei pali di fondazione nei confronti delle azioni orizzontali è valutata con l'Approccio 2, Combinazione 1 A1+M1+R3, utilizzando il metodo semplificato proposto da Broms, e con semplice riferimento alla porzione di palo infissa nel substrato flicschoide.

In particolare, posto il momento di snervamento  $M_y$  del palo pari a 3483 kNm (vd. §6.5.3), si ha:

TERRENI GRANA FINE			
Diametro del palo	D =	1.1 m	
Lunghezza infissione palo	L =	7 m	
Eccentricità	e =	18 m	
Coesione non drenata	$C_u =$	100 kPa	
Momento di plasticizz.	$M_y =$	3483 kNm	
Massima azione orizzontale	H =	316 kN	
Momento massimo	$M_{max} =$	6264 kNm	palo lungo
	$C_u * d^2$	121000	
	L/d	6.36	
	e/d	16.36	
	$H / (C_u * d^2)$	2.61309657	
	$C_u * d^3$	133100	
Massima azione orizzontale	H =	176 kN	
	$C_u * d^2$	121000	
	L/d	6.36	
	e/d	16.36	
	$C_u * d^3$	133100	

Il comportamento è a palo lungo, e la forza orizzontale H limite è pari a 176 kN.



## 5 ANALISI DEI CARICHI

### 5.5 Peso proprio elementi strutturali (G1)

Il peso proprio di ciascun elemento è valutato considerando un peso specifico di:

$$\rho_{cls} = 25.0 \text{ KN/m}^3$$

$$\rho_{acciaio} = 78.5 \text{ KN/m}^3$$

Il peso degli elementi dell'impalcato è così stimabile:

#### Calcolo peso elementi permanenti

Peso travi prefabbricate (15 kN/m)	337.5 kN
Peso soletta h=0.45m	632.8 kN
Peso cordoli laterali	33.2 kN
Peso intasamenti in calcestruzzo	10.2 kN
<hr/>	
	1013.7 kN

Peso medio al mq: 18.1 kN/mq

### 5.6 Carichi portati (G2)

Sulla soletta strutturale si posizionano le tre vasche prefabbricate (quella di prima e seconda pioggia), ciascuna delle quali ha un peso di:

peso a vuoto compresa soletta superiore da 15cm: 192/2\*236 kN (min/max)

peso acqua invasata: 180/2\*280 kN

Entrambi i carichi possono considerarsi come compiutamente definiti.

### 5.7 Sovraccarico variabile su impalcato

Sull'impalcato in esame non agiscono significativi carichi esterni verticali legati ad azioni antropiche.

Va tenuta in considerazione l'azione idrostatica verticale (sottospinta), in quanto le vasche sono per buona parte del loro volume immerse in acqua.



RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

La valutazione della sottospinta sarà condotta assumendo:

livello massimo di marea = +1.74m s.l.m. (marea con  $T_R=100$  anni)

livello minimo di marea = -1.30m s.l.m. (marea con  $T_R=100$  anni)

## 5.8 Variazioni termiche

Non sono significative per l'elemento in esame.

## 5.9 Ritiro e viscosità

Il ritiro non dà luogo a fenomeni particolarmente significativi, stante le ridotte dimensioni della struttura e le condizioni di maturazione.

L'effetto viscoso è valutato a lungo termine calcolando il coefficiente  $\Phi(t, t_0)$ , ricavato secondo le prescrizioni CEB-FIP 2010, per un calcestruzzo C35/45, CEM I 42.5R, con tempo di messa in carico  $t_0=3$  giorni e umidità atmosferica relativa del 100%.

Il parametro è valutato a lungo termine ( $t=100$ anni):

per le travi ( $h=0.32$ m): -  $t=36500$ gg  $\Phi(t, t_0)=1.88$

per la soletta ( $h=0.9$ m): -  $t=36500$ gg  $\Phi(t, t_0)=1.91$

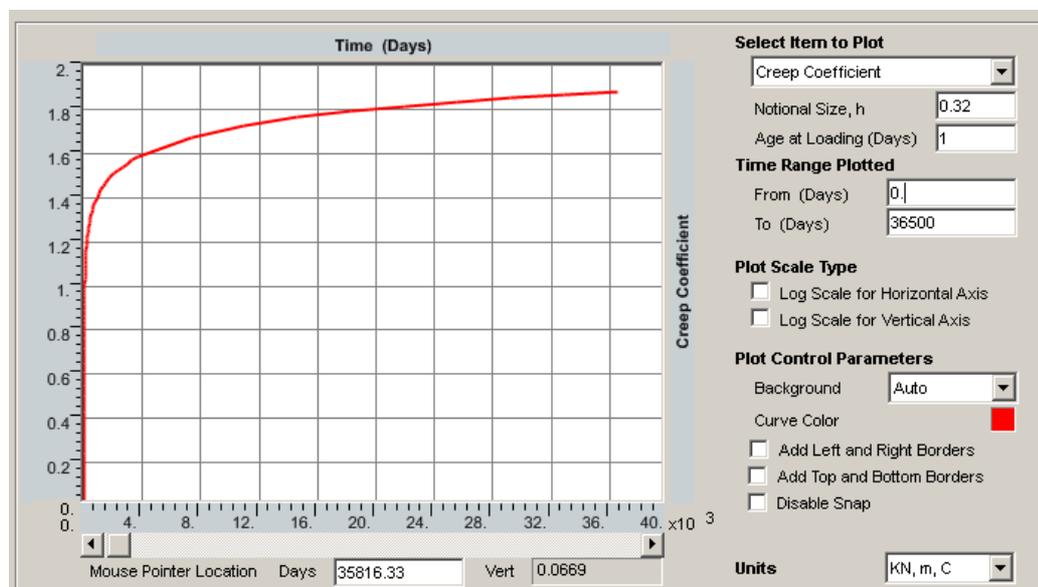


Figura 1: Grafico che riporta il valore del parametro  $\Phi$  in funzione del tempo  $t$  (calcestruzzo C35/45, CEM I 42.5R,  $h_0=2*Ac/u=0.32$ m,  $t_0=1$  gg, umidità 100%).



## RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

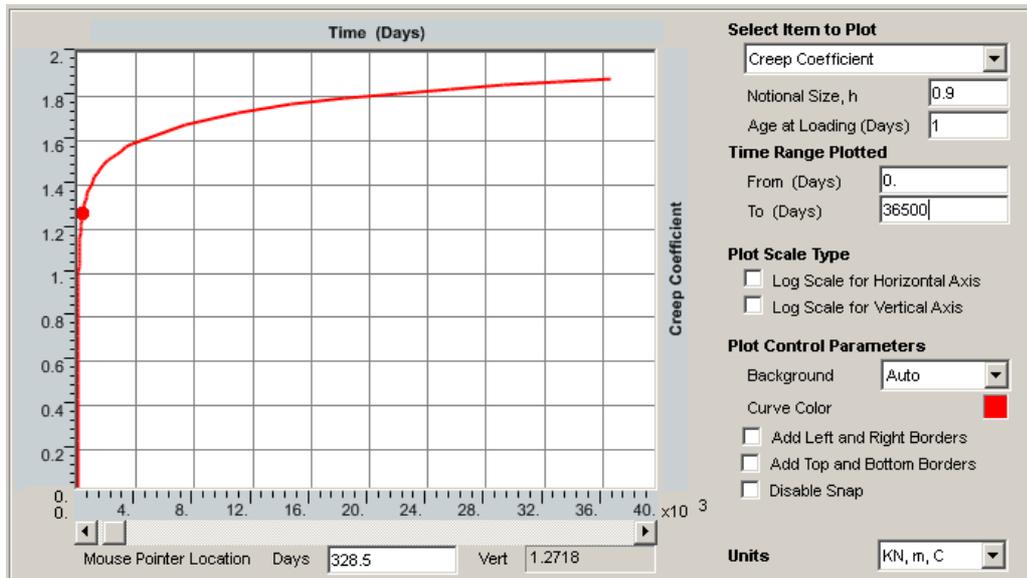


Figura 2: Grafico che riporta il valore del parametro  $\Phi$  in funzione del tempo  $t$  (calcestruzzo C35/45, CEM I 42.5R,  $h_0=2 \cdot A_c/u=0.9m$ ,  $t_0=1$  gg, umidità 100%).

## 5.10 Azione sismica

La definizione del rischio sismico del sito parte dalla determinazione delle coordinate geografiche dell'area su cui sarà realizzata l'opera. Nel caso in esame le coordinate geografiche sono:

Latitudine: 45° 38' 16" WGS84 → 45° 38' 19.2" ED50  
Longitudine: 13° 45' 12.6" WGS84 → 13° 45' 16.0" ED50

Il D.M. 14.01.2008 definisce i parametri dell'evento sismico di progetto da adottare per ciascuna località del territorio nazionale, come definiti nel seguito. I parametri per la definizione dell'azione sismica sono:

Vita nominale della costruzione:  $V_N = 100$  anni  
Classe d'uso della costruzione  $C_U = IV$   
Categoria di suolo E  
Condizione topografica T1

Il terreno è tale da essere classificato come tipo "C", sulla base delle prove geofisiche condotte; tuttavia si ritiene più opportuno in questa fase progettuale assumere, ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, una classe di suolo "E", che porta ad avere valori più gravosi dei dati sismici. Il pacchetto di materiale alluvionale deformabile su substrato rigido flyschoidale ha infatti uno spessore prossimo ai 20m, limite sotto il quale la normativa definisce di tipo "E" il terreno piuttosto che "C" o "D".

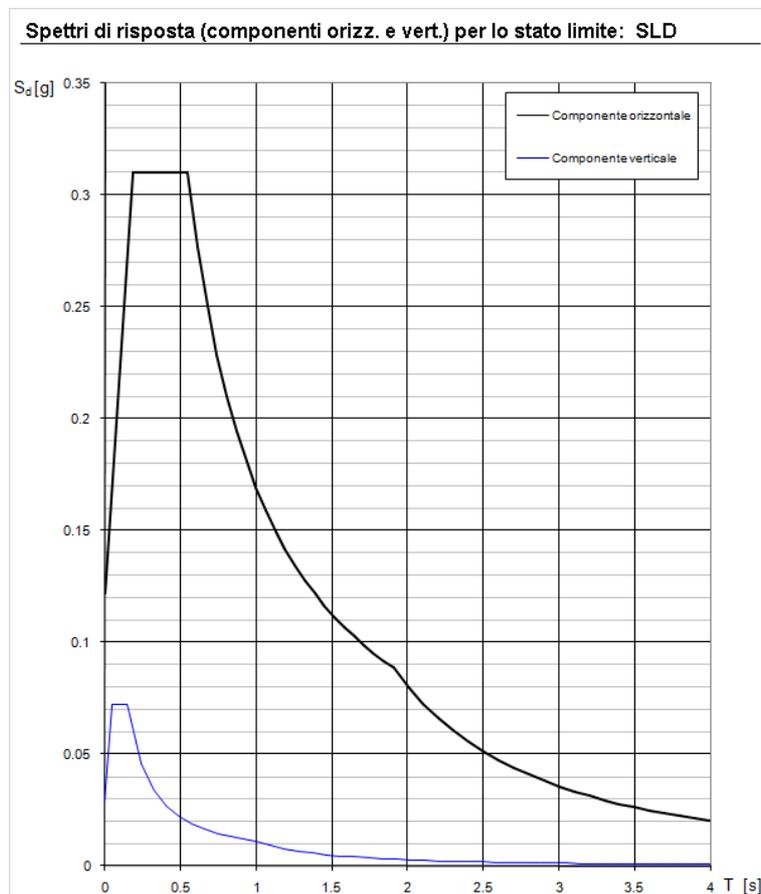
Ne consegue la seguente tabella dei periodi di ritorno dell'evento sismico di progetto associato a ciascuno stato limite.



RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

STATO LIMITE		$T_R$ [anni]	$a_g/g$	$F_0$	$T_C^*$ [s]
SLE	SLO	120	0.061	2.583	0.270
	SLD	201	0.076	2.542	0.288
SLU	SLV	1898	0.167	2.610	0.354
	SLC	2475	0.182	2.616	0.359

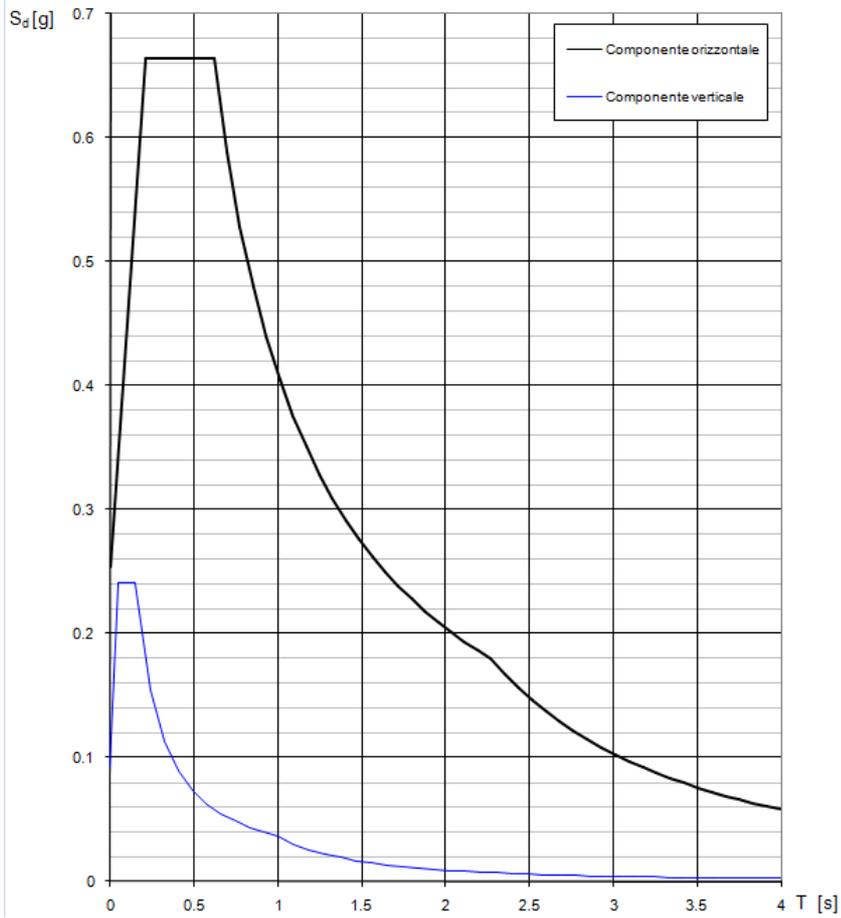
Si riportano gli spettri di progetto relativi all'opera in esame, ottenuti con i parametri sopra definiti, per  $q=1$ .

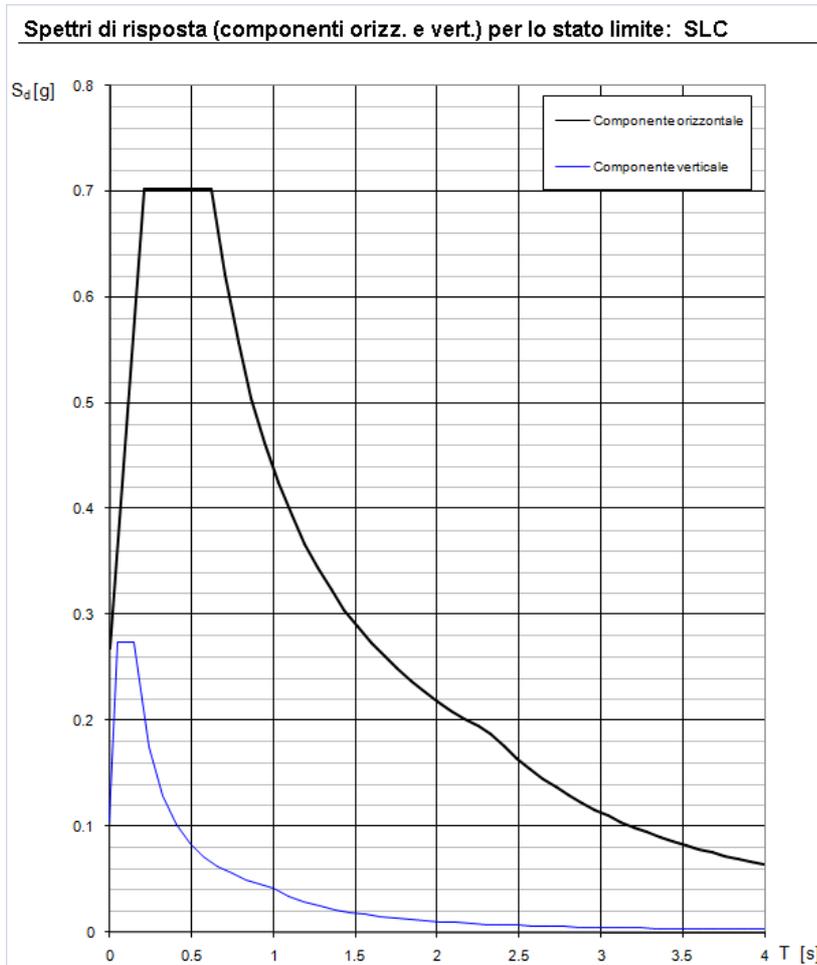




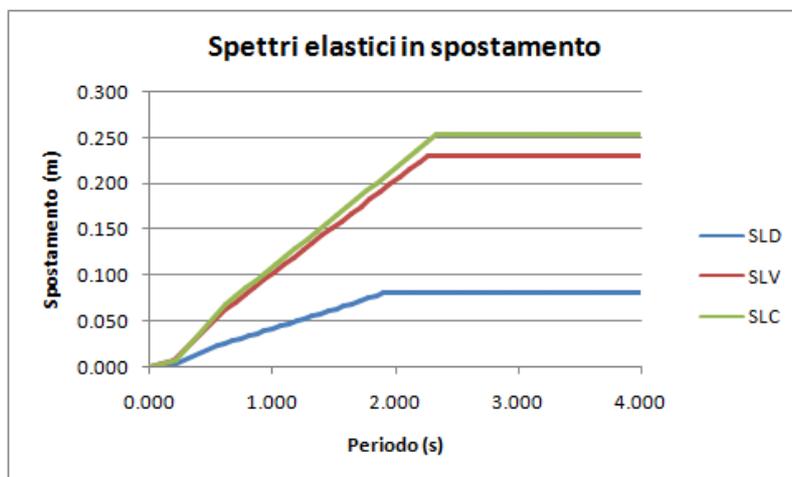
RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV





Si riportano inoltre gli spettri elastici in termini di spostamento nei diversi stati limite di interesse.





## 6 ANALISI DELL'IMPALCATO

L'impalcato è costituito da una soletta monolitica in c.a., a spessore costante di 0.45m, rinforzata lungo due bordi con la presenza di travi di larghezza complessiva 1.50m ed altezza 0.40m.

La struttura va a poggiare su 6 pali del diametro di 1.10m, e sostiene le 3 vasche prefabbricate (una di prima e due di seconda pioggia), non oggetto del presente elaborato.

### 6.1 Criteri di modellazione

La struttura della soletta è analizzata con i classici metodi della Scienza delle Costruzioni, analizzando gli elementi singoli che la costituiscono.

In particolare si considererà:

- trave principale (150x40), nella fase temporanea di getto della soletta, e in fase finale a soletta collaborante;
- lastre prefabbricate tralicciate tipo predalles, per il getto della soletta
- soletta in c.a., a comportamento unidirezionale
- pali di fondazione

### 6.2 Condizioni e combinazioni di carico

Le condizioni di carico considerate sono:

- cc1 [G1] peso proprio  
cc2 [G2] peso permanente portato (vasche prefabbricate)  
cc3 [Q] sovraccarico variabile in fase di getto  
cc4 [W] massima sottospinta idraulica  
cc5 [E1] sisma allo SLD  
cc6 [E2] sisma allo SLV

Sinteticamente, le combinazioni di carico considerate sono riportate nello schema seguente.

	Coefficienti per le singole condizioni di carico					
	cc1	cc2	cc3	cc4	cc5	cc6
	G1	G2	Q	W	E1	E2
SLE Q.Perm	1	0.8				
SLE Freq.	1	0.9				
SLE Rara	1	1	(1)			
SLU	1.3	1.3	(1.5)			
SLD	1	0.8			1	
SLV	1	0.8				1
UPL	0.9	0		1.1		



### 6.3 Travi principali: risultati delle analisi e verifica

Le travi principali hanno schema statico di asta su 2 appoggi, con luce di calcolo di 4.5m, e sbalzi laterali di 1.5m; i carichi che interessano questo elemento sono:

#### FASE INIZIALE

1. peso proprio = 15 kN/m
2. peso calcestruzzo fluido = 11.25\*3.00m = 33.8 kN/m
3. azione variabile = 3.4 kN/m (≈10% del peso cls fluido)

#### FASE FINALE

1. peso proprio = 15 kN/m
2. peso soletta collaborante = 11.25\*3.00m = 33.8 kN/m
3. peso permanente vasche prefabbricate = (192+2\*236) kN \*3m / (7.5\*7.5m) = 35.5 kN/m
4. peso acqua invasata = (180+2\*280) kN \*3m / (7.5\*7.5m) = 39.5 kN/m

#### 6.3.1 Analisi in fase iniziale

Le sollecitazioni massime nelle diverse combinazioni di carico sono:

c.c. SLE-Rara  $M_{SD}^+ = (15+33.8+3.4)*4.5^2/8 = 132 \text{ kNm}$   
 $M_{SD}^- = -(15+33.8+3.4)*1.5^2/2 = -59 \text{ kNm}$

c.c. SLU  $M_{SD}^+ = [1.3*(15+33.8)+1.5*3.4]*4.5^2/8 = 173 \text{ kNm}$   
 $M_{SD}^- = [1.3*(15+33.8)+1.5*3.4]*1.5^2/2 = -77 \text{ kNm}$   
 $V_{SD} = [1.3*(15+33.8)+1.5*3.4]*4.5/2 = 154 \text{ kN}$

La trave è armata con 10Φ24 inferiori e 8Φ16 superiori, e staffe Φ12/15 a tutta altezza (che interessano quindi tutta l'altezza della trave, 85cm). Le verifiche portano ad avere:

c.c. SLE-Rara  $M_{SD}^+ = 132 \text{ kNm}$   $\sigma_{cls} = -4.6 \text{ MPa}$   $\sigma_{acc} = 107 \text{ MPa}$   
 $M_{SD}^- = -59 \text{ kNm}$   $\sigma_{cls} = -3.0 \text{ MPa}$   $\sigma_{acc} = 127 \text{ MPa}$

c.c. SLU  $M_{SD}^+ = 173 \text{ kNm}$   $M_{RD}^+ = 513 \text{ kNm}$   
 $M_{SD}^- = -77 \text{ kNm}$   $M_{RD}^- = -232 \text{ kNm}$

The screenshot shows two calculation windows side-by-side. The left window is for the SLE-Rara case, and the right is for the SLU case. Both windows show a table of material properties (FeB44k and C28/35) with values like  $E_{su}$ ,  $f_{yd}$ ,  $E_s/E_c$ , etc. Below the table, there are fields for stress ( $\sigma_c$ ,  $\sigma_s$ ), deflection ( $\delta$ ), and iteration count. The SLE-Rara window shows  $\sigma_c = -4.633$  N/mm<sup>2</sup> and  $\delta = 0.9342$ . The SLU window shows  $\sigma_c = -3.042$  N/mm<sup>2</sup> and  $\delta = 0.7704$ . Both windows have a 'Verifica' button and a 'Precompresso' checkbox.

La resistenza a taglio della sezione priva di armatura trasversale è pari a 330 kN, superiore all'azione sollecitante (=154 kN).



**RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE**

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008					
base	1500	mm			N. barre zona tesa
altezza	400	mm	d	320	mm
fck	35	MPa	As	4520	mmq
fyk	450	MPa	θ	45.00	°
fyd	391	MPa			
γc =	1.50		COEFF.	0.9	=0.8 per setti in cond sismiche
γs =	1.15				=0.9 altrove
Armatura					
staffe	As	154	mmq		
	passo	300	mm		
	n	0.00			
	d, staffe	320	mm		
piegati	As	200	mmq		
	alfa	45	°		
	passo	300	mm		
	n	0.00			
	d, pieg	240	mm		
Carico assiale	N=	0	kN		
Resistenza SENZA armatura a taglio			V <sub>RD1</sub> =	330.6	kN
					v = 0.689 N/mmq

La deformazione massima dovuta al solo getto del calcestruzzo fluido è pari a:

$$f = 1000 \cdot 5 / 384 \cdot 33800 \cdot 4^4 / EJ = 0.5 \text{ mm} < L/400 = 10 \text{ mm}$$

### 6.3.2 Analisi in fase finale

Le sollecitazioni massime nelle diverse combinazioni di carico sono:

c.c. SLE-Q.Perm  $\Delta M_{SD}^+ = (35.5 + 0.8 \cdot 39.5) \cdot 4.5^2 / 8 + \Delta M_{SD}^- = 95 \text{ kNm}$

$$M_{SD}^- = -58.5 - (35.5 + 0.8 \cdot 39.5) \cdot 1.5^2 / 2 = -134 \text{ kNm}$$

c.c. SLE-Freq.  $\Delta M_{SD}^+ = (35.5 + 0.9 \cdot 39.5) \cdot 4.5^2 / 8 + \Delta M_{SD}^- = 100 \text{ kNm}$

$$M_{SD}^- = -58.5 - (35.5 + 0.9 \cdot 39.5) \cdot 1.5^2 / 2 = -139 \text{ kNm}$$

c.c. SLE-Rara  $\Delta M_{SD}^+ = (35.5 + 0.9 \cdot 39.5) \cdot 4.5^2 / 8 + \Delta M_{SD}^- = 106 \text{ kNm}$

$$M_{SD}^- = -58.5 - (35.5 + 0.9 \cdot 39.5) \cdot 1.5^2 / 2 = -143 \text{ kNm}$$

c.c. SLU  $M_{SD}^+ = [1.3 \cdot 84.3 + 1.5 \cdot 39.5] \cdot 4.5^2 / 8 + M_{SD}^- = 238 \text{ kNm}$

$$M_{SD}^- = [1.3 \cdot 84.3 + 1.5 \cdot 39.5] \cdot 1.5^2 / 2 = -190 \text{ kNm}$$

$$V_{SD} = [1.3 \cdot 84.3 + 1.5 \cdot 39.5] \cdot 4.5 / 2 = 338 \text{ kN}$$

La trave è armata con 10Φ24 inferiori e 8Φ16 superiori, e staffe Φ12/15, con sezione complessiva di 150x85cm.

Le verifiche portano ad avere:

c.c. SLE-Q.Perm.  $\Delta M_{SD}^+ = 95 \text{ kNm}$   $\sigma_{cls} = -0.8 \text{ MPa}$   $\Delta \sigma_{acc} = 27 \text{ MPa}$

$M_{SD}^- = -134 \text{ kNm}$   $\sigma_{cls} = -1.6 \text{ MPa}$   $\sigma_{acc} = 106 \text{ MPa}$



**RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE**

SLE-Freq.	$\Delta M_{SD}^+ = 100 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -0.8 \text{ MPa}$	$\Delta \sigma_{acc} = 29 \text{ MPa}$
	$M_{SD}^- = -139 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -1.7 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 110 \text{ MPa}$
SLE-Rara	$\Delta M_{SD}^+ = 106 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -0.9 \text{ MPa}$	$\Delta \sigma_{acc} = 30 \text{ MPa}$
	$M_{SD}^- = -143 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -1.7 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 113 \text{ MPa}$
c.c. SLU	$M_{SD}^+ = 238 \text{ kNm}$	$M_{RD}^+ = 1597 \text{ kNm}$	
	$M_{SD}^- = -190 \text{ kNm}$	$M_{RD}^- = -671 \text{ kNm}$	

La resistenza a taglio della sezione con armatura trasversale è pari a 795 kN, superiore all'azione sollecitante (=338 kN).

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008					
base	1500 mm				N. barre zona tesa
altezza	850 mm	d	770 mm		$\phi 8 = 0$
fck	35 MPa	As	4520 mmq		$\phi 10 = 0$
fyk	450 MPa	$\theta$	45.00 °		$\phi 12 = 0$
fyd	391 MPa				$\phi 14 = 0$
$\gamma_c =$	1.50	COEFF.	0.9	=0.8 per setti in cond sismiche	$\phi 16 = 0$
$\gamma_s =$	1.15			=0.9 altrove	$\phi 18 = 0$
					$\phi 20 = 0$
Armatura					$\phi 22 = 0$
staffe	As	110 mmq			$\phi 24 = 10$
	passo	150 mm			$\phi 26 = 0$
	n	4.00			$\phi 30 = 0$
	d,staffe	770 mm			$\phi 32 = 0$
piegati	As	200 mmq			
	alfa	45 °			
	passo	300 mm			
	n	0.00			
	d,pieg	240 mm			
Carico assiale	N=	U	KiN		
Resistenza CON armatura a taglio					
		$V_{RSD,st} =$	795 kN	$v_{eq} = 0.689 \text{ N/mm}^2$	
		$V_{RCD,st} =$	5154 kN		

Le verifiche tensionali allo SLE all'appoggio (momento negativo) sono soddisfatte.

Le verifiche tensionali del calcestruzzo allo SLE in campata sono anch'esse soddisfatte; quelle relative alla barre d'acciaio portano ad avere:

SLE-Q.Perm.	$\sigma_{acc} = 107+27 = 134 \text{ MPa}$
SLE-Freq.	$\sigma_{acc} = 107+29 = 136 \text{ MPa}$
SLE-Rara	$\sigma_{acc} = 107+30 = 137 \text{ MPa} < 0.8 \cdot fyk = 360 \text{ MPa}$

Lo stato tensionale nelle barre è compatibile con i limiti previsti per il soddisfacimento della verifica a fessurazione per ambiente molto aggressivo, e armatura ordinaria.

SLE-Q.Perm.	$\sigma_{acc} = 134 \text{ MPa} < \min [160; 164] = 160 \text{ MPa}$
SLE-Freq.	$\sigma_{acc} = 136 \text{ MPa} < \min [160; 164] = 160 \text{ MPa}$



**RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE**

L'incremento di deformazione dovuto ai carichi aggiuntivi (vasche) è pari a:

$$\Delta f = 1000 \cdot 5 / 384 \cdot 75000 \cdot 4^4 / EJ = 0.1 \text{ mm} < L/400 = 10 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} \approx (f + \Delta f) \cdot (1 + \Phi) = (0.1 + 0.5) \cdot (1 + 2) = 1.8 \text{ mm} < L/400 = 10 \text{ mm}$$

## 6.4 Soletta: risultati delle analisi e verifica

La soletta d'impalcato ha schema statico (semplificato) di asta su 3 appoggi, con luce di calcolo di 3m (asse pali di appoggio); si considera una prima fase, in cui sono presenti le sole lastre tralicciate per il sostegno del getto subacqueo, ed una seconda, in cui si considera come resistente il solo getto di seconda fase.

I carichi da considerare sono:

### FASE INIZIALE

1. peso proprio lastra ( $b=1.2\text{m}$ ) = 2.1 kN/m
2. peso calcestruzzo fluido =  $1.2 \cdot 0.38 \cdot 25\text{m} = 11.4$  kN/m
3. azione variabile = 1.2 kN/m ( $\approx 10\%$  del peso cls fluido)

### FASE FINALE

1. peso proprio = 11.3 kN/mq
2. peso permanente vasche prefabbricate =  $664 \text{ kN} / 7.5 \cdot 7.5\text{m} = 11.8$  kN/mq
3. peso acqua invasata =  $740 \text{ kN} / 7.5 \cdot 7.5\text{m} = 13.2$  kN/mq

#### 6.4.1 Analisi in fase iniziale

In prima fase sono efficaci solo le lastre tralicciate prefabbricate, che fungono da cassero a perdere. Si riporta il calcolo e verifica degli elementi, considerando una luce di calcolo di 1.8m.





RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

SCHEMA MONOCAMPATA				
<b>armatura superiore compressa</b>				
coefficiente di momento	$\alpha^M =$	0.125		
momento flettente	$M = \alpha^M \cdot (g+q) \cdot L^2 =$	10.62	kN/m	
azione normale	$N = M/h_{ut} =$	56.8	kN	
azione normale di progetto	$N_d = N \cdot \omega =$	72.7	kN	
armatura resistente	$A_{prov} = n \cdot A_{sup} =$	603	mm <sup>2</sup>	
tensione di lavoro	$f_s = N_d/A_{prov} =$	120.5	MPa	
<b>armatura inferiore tesa</b>				
coefficiente di momento	$\alpha^M =$	0.125		
momento flettente	$M = \alpha^M \cdot (g+q) \cdot L^2 =$	10.62	kN/m	
azione normale di progetto	$N_d = M/h_{ut} =$	56.8	kN	
armatura resistente	$A_{prov} = 2 \cdot n \cdot A_{inf} =$	679	mm <sup>2</sup>	
tensione di lavoro	$f_s = N_d/A_{prov} =$	83.7	MPa	
<b>traliccio compresso</b>				
coefficiente di taglio	$\alpha^V =$	0.5		
taglio	$V = \alpha^V \cdot (g+q) \cdot L =$	23.60	kN	
azione normale	$N = V / (2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta) =$	12.85	kN	
azione normale di progetto	$N_d = N \cdot \omega =$	24.80	kN	
armatura resistente	$A_{prov} = 2 \cdot n \cdot A_t =$	471	mm <sup>2</sup>	
tensione di lavoro	$f_s = N_d/A_{prov} =$	52.6	MPa	

Come si vede la tensione nelle barre d'acciaio del traliccio è inferiore al limite ammesso per la verifica nella c.c. rara.

Si osserva inoltre che la tensione massima di 84 MPa è inferiore al limite di 160 MPa (valido col metodo tabellare per il soddisfacimento della verifica a fessurazione rispetto lo stato limite di apertura delle fessure per  $w=w_1$ , per  $\Phi=12\text{mm}$  e  $i=200\text{mm}$ ).

Rispetto le verifiche allo SLU, si osserva che la resistenza sezionale elastica del traliccio allo SLU è determinabile sfruttando un principio di proporzionalità lineare tra la tensione sollecitante (=120.5 MPa) e la tensione di snervamento di progetto (=391 MPa); essendo questo rapporto superiore al coefficiente parziale sulle azioni (al più pari a 1.5), la verifica può dirsi soddisfatta.

#### 6.4.2 Analisi in fase finale

In fase finale si considera efficace la sola soletta eseguita in seconda fase (spessore minimo 38cm), soggetta ai carichi riportati in precedenza; si assume uno schema statico unidirezionale per la piastra, e le sollecitazioni che ne derivano (nell'ipotesi di elemento su 3 appoggi, e considerando una fascia di larghezza unitaria) sono:

c.c. SLE-Q.Perm  $M_{SD}^+ = (23.1+0.8 \cdot 13.2) \cdot 3^2/14 = 22 \text{ kNm/m}$   
 $M_{SD}^- = -(23.1+0.8 \cdot 13.2) \cdot 3^2/8 = -38 \text{ kNm/m}$

c.c. SLE-Freq.  $M_{SD}^+ = (23.1+0.8 \cdot 13.2) \cdot 3^2/14 = 23 \text{ kNm/m}$   
 $M_{SD}^- = -(23.1+0.8 \cdot 13.2) \cdot 3^2/8 = -40 \text{ kNm/m}$

c.c. SLE-Rara  $M_{SD}^+ = (23.1+0.8 \cdot 13.2) \cdot 3^2/14 = 24 \text{ kNm/m}$   
 $M_{SD}^- = -(23.1+0.8 \cdot 13.2) \cdot 3^2/8 = -41 \text{ kNm/m}$

c.c. SLU  $M_{SD}^+ = (1.3 \cdot 23.1 + 1.5 \cdot 13.2) \cdot 3^2/14 = 33 \text{ kNm/m}$   
 $M_{SD}^- = -(1.3 \cdot 23.1 + 1.5 \cdot 13.2) \cdot 3^2/8 = -57 \text{ kNm/m}$



**RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE**

$$V_{SD} = [1.3 \cdot 23.1 + 1.5 \cdot 13.2] \cdot 3/2 = 100 \text{ kN/m}$$

La soletta è armata con  $\Phi 20/15$  inferiori e superiori, e ha sezione di calcolo di 100x38cm.

Le verifiche portano ad avere:

c.c. SLE-Q.Perm.	$M_{SD}^+ = 22 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.4 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 41 \text{ MPa}$
	$M_{SD}^- = -38 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.5 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 71 \text{ MPa}$
SLE-Freq.	$M_{SD}^+ = 23 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.5 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 43 \text{ MPa}$
	$M_{SD}^- = -40 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.6 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 75 \text{ MPa}$
SLE-Rara	$M_{SD}^+ = 24 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.6 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 45 \text{ MPa}$
	$M_{SD}^- = -41 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.7 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 77 \text{ MPa}$
c.c. SLU	$M_{SD}^+ = 32 \text{ kNm/m}$	$M_{RD}^+ = 234 \text{ kNm/m}$	
	$M_{SD}^- = -57 \text{ kNm/m}$	$M_{RD}^- = -234 \text{ kNm/m}$	

The screenshot displays the software interface for structural analysis. On the left, there are input fields for material properties (B450C, C35/45) and section characteristics (width b=100 cm, height h=38 cm). The central part shows a diagram of the rectangular section with reinforcement details. On the right, a table titled 'Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008' provides the following data:

Parametro	Valore	Unità	Nota
base	1000	mm	
altezza	380	mm	
fck	35	MPa	
fyk	450	MPa	
fyd	391	MPa	
$\theta$	45.00	°	
$\gamma_e$	1.50		COEFF. = 0.9 ± 0.8 per setti in cond statiche
$\gamma_s$	1.15		= 0.9 altrove
N. barre zona tesa	0		$\Phi 8 = 0$
	0		$\Phi 10 = 0$
	0		$\Phi 12 = 0$
	0		$\Phi 14 = 0$
	0		$\Phi 16 = 0$
	6.6		$\Phi 20 = 6.6$
	0		$\Phi 22 = 0$
	0		$\Phi 24 = 0$
	0		$\Phi 26 = 0$
	0		$\Phi 30 = 0$
	0		$\Phi 32 = 0$
staffe As	110	mmq	
passo	150	mm	
n	0.00		
d, staffe	320	mm	
piegati As	200	mmq	
alfa	45	°	
passo	300	mm	
n	0.00		
d, pieg	240	mm	
Carico assiale N	0	kN	
Resistenza SENZA armatura a taglio	$V_{Rd1} = 194.6$	kN	$v = 0.608 \text{ N/mm}^2$

La resistenza a taglio della sezione con armatura trasversale è pari a 194 kN, superiore all'azione sollecitante (=100 kN).

**6.4.3 Verifica a sollevamento**

Si conduce la verifica a sollevamento della struttura nel caso più gravoso di vasche vuote e livello di marea con TR=100 anni.

Si ha, rispetto il piano di posa delle vasche:

$$E_d = (1.73 - (-1.25)) \cdot 10 \cdot 1.1 = 32.78 \text{ kN/mq}$$

$$R_d = (192 + 2 \cdot 236) / (7.0 \cdot 7.0) \cdot 0.9 = 12.1 \text{ kN/mq} < E_d$$

Si dispongono quindi 12 barre di ancoraggio  $\Phi 26$ , ancorate alla soletta, in grado di assorbire la forza di trazione risultante:

$$F_{SD} = (7 \cdot 7) \cdot (32.78 - 12.1) / 12 = 85 \text{ kN} \rightarrow \sigma_{acc} = 160 \text{ MPa}$$



L'ancoraggio avverrà lungo il bordo della soletta: la fascia di soletta sarà quindi interessata da un carico concentrato in corrispondenza dello sbalzo di (2\*85 kN), che porta ad avere il seguente stato di sollecitazione:

$$M_{SD} = 2*85*0.75 = 128 \text{ kNm} / 2\text{m} = 64 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{cls} = -4.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{acc} = 119 \text{ MPa}$$

## 6.5 Pali: risultati delle analisi e verifica

La soletta d'impalcato poggia su 6 pali trivellati, di diametro 1.10m che si immorsano nel substrato flyschoida integro per almeno 4m (lunghezza minima di calcolo): la lunghezza libera che ne deriva (trascurando in questa fase il contributo del materiale di deposito più superficiale) è di 20m.

L'azione prevalente a cui questi pali sono soggetti è il carico verticale dato dalle vasche (peso proprio e peso acqua invasata), e l'azione inerziale che si può generare in occasione di eventi sismici.

### 6.5.1 Valutazione azione inerziale

Il sistema è assimilato ad un oscillatore semplice, incastrato alla base, con le seguenti caratteristiche:

$$\begin{aligned} W &= W_{pp} + 0.8*W_{acqua} + 0.25*W_{pppalo} \\ &= (192+2*236)+(7.5*7.5*0.45+3*0.4*1.5*7.5)*25+0.8*740+0.25*6*476 = \\ &= 664 + 971+592 + 714 = 2941 \text{ q.li} \end{aligned}$$

$$K = 6*(3*30000000*0.0718)/20^3 = 4847000 \text{ N/m}$$

$$\rightarrow T1 = 6.28*[294100/4847000]^{0.5} = 1.55\text{s}$$

Ne conseguono, sulla base degli spettri elastici allo SLV e SLD, i seguenti dati di calcolo:

$$\text{spostamento atteso allo SLD} \quad d_{SLD} = 0.065\text{m}$$

$$\text{spostamento atteso allo SLV} \quad d_{SLV} = 0.159\text{m}$$

$$\text{spostamento atteso allo SLC} \quad d_{SLV} = 0.170\text{m}$$

$$\text{Accelerazione spettrale allo SLD} \quad Sd_{SLD} = 0.11\text{g}$$

$$\text{Accelerazione spettrale allo SLV} \quad Sd_{SLV} = 0.26\text{g}$$



**RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE**

L'azione inerziale applicata alla sommità dei pali è quindi pari a:

$$FH_{SLD} = 2941 \cdot 0.11 = 324 \text{ kN} \quad \text{su 6 pali}$$

$$FH_{SLV} = 2941 \cdot 0.26 = 765 \text{ kN} \quad \text{su 6 pali}$$

Le sollecitazioni nella sezione di incastro di ogni singolo palo sono:

$$\text{SLD} \quad V_{SD,SLD} = 324 / 6 = 54 \text{ kN} \quad M_{SD,SLD} = 20 \cdot 324 / 6 = 1080 \text{ kNm}$$

$$\text{SLV} \quad V_{SD,SLV} = 765 / 6 = 128 \text{ kN} \quad M_{SD,SLV} = 20 \cdot 765 / 6 = 2550 \text{ kNm}$$

### 6.5.2 Verifica STR in condizioni statiche

Le massime azioni sollecitanti sono:

$$\text{c.c. SLE} \quad N_{SD,max} = [1.0 \cdot (664 + 971 + 740 + 2856)] / 6 = 870 \text{ kN}$$

$$N_{SD,min} = [1.0 \cdot (664 + 971 - 1929 + 2856)] / 6 = 427 \text{ kN}$$

$$\text{c.c. SLU} \quad N_{SD} = [1.3 \cdot (664 + 971 + 740 + 2856)] / 6 = 1130 \text{ kN}$$

$$N_{SD,min} = [664 + 971 - 1.3 \cdot 1929 + 2856] / 6 = 330 \text{ kN}$$

Le azioni orizzontali sono trascurabili per l'elemento in esame.

Lo stato di sollecitazione è sostanzialmente di compressione, con tensione media di 0.9 MPa allo SLU, valore questa accettabile per l'elemento in esame.

### 6.5.3 Verifica STR in condizioni sismiche

Le massime azioni sollecitanti si valutano considerando la presenza della massa d'acqua nelle vasche:

$$\text{c.c. SLD} \quad N_{SD,min} = [1.0 \cdot (664 + 971 + 0.8 \cdot 740 - 1929 + 2856)] / 6 = 525 \text{ kN}$$

$$V_{SD} = 54 \text{ kN} \quad M_{SD} = 1080 \text{ kNm}$$

$$\text{c.c. SLV} \quad N_{SD,min} = [1.0 \cdot (664 + 971 + 0.8 \cdot 740 - 703 + 2856)] / 6 = 729 \text{ kN}$$

$$V_{SD} = 128 \text{ kN} \quad M_{SD} = 2550 \text{ kNm}$$

Il palo è armato con 28  $\Phi 22$  nei primi 10m (dalla testa superiore), e poi con 28 $\Phi 32$ ; l'armatura trasversale è costituita da spirale  $\Phi 14$  con passo 10cm a cavallo della zona di infissione (per  $\pm 5.5$ m), e quindi  $\Phi 14$  con passo 20cm.

Le verifiche di resistenza, condotte in termini tensionali, nelle 2 sezioni di controllo portano ad avere:



RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

FASCIA "A" - 28  $\Phi 22$  + sp.  $\Phi 14/20$ cm

c.c. SLD	$N_{SD} = 525$ kN	$M_{SD} = 540$ kNm	$V_{SD} = 54$ kN
	$\sigma_{cls} = -6.1$ MPa	$\sigma_{acc} = 126$ MPa	(sezione parzializzata)
c.c. SLV	$N_{SD} = 525$ kN	$M_{SD} = 1280$ kNm	$V_{SD} = 128$ kN
	$\sigma_{cls} = -14.6$ MPa	$\sigma_{acc} = 371$ MPa	

The screenshot displays the software interface for calculating a circular hollow section. It includes several panels:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno: 55 cm, Raggio interno: 0 cm, N° barre uguali: 28, Diametro barre: 2.2 cm, Coprifera (baric.): 11 cm.
- Sollecitazioni:** Metodo n, N<sub>Ed</sub>: 870, M<sub>xEd</sub>: 0, M<sub>yEd</sub>: 0, N: 525 kN, M: 1280 kNm.
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord. [cm].
- Metodo di calcolo:** S.L.U., S.L.U. +, Metodo n.
- Materiali:** B450C and C35/45. Properties for B450C:  $\sigma_{su}$ : 67.9%,  $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>,  $E_s$ : 200,000 N/mm<sup>2</sup>,  $E_s/E_c$ : 15,  $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>. Properties for C35/45:  $\sigma_{c2}$ : 2%,  $\sigma_{cu}$ : 3.5,  $f_{cd}$ : 19.83,  $\sigma_{c,adm}$ : 13.5,  $\tau_{co}$ : 0.8,  $\tau_{c1}$ : 2.257.
- Results:**  $\sigma_c$ : -14.63 N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s$ : 371.1 N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_s$ : 1.855‰,  $d$ : 99 cm,  $x$ : 36.8,  $x/d$ : 0.3717,  $\delta$ : 0.9046.
- Other parameters:** Vertici: 52, N° iterazioni: 4, Precompresso: .

Allo SLD la tensione nel calcestruzzo compresso è inferiore al limite imposto per la c.c. quasi permanente ( $= -15.5$  MPa); la tensione nell'acciaio è contenuta (126 MPa).

Si trascura la verifica a fessurazione, in quanto l'azione sollecitante è temporanea, e non riferibile quindi ad una condizione "d'esercizio" rispetto la quale va condotta la verifica a fessurazione.

Allo SLV lo stato tensionale nelle barre è inferiore a  $f_{yd}$  ( $= 391$  MPa), e il calcestruzzo è soggetto ad una tensione di compressione inferiore al limite imposto per la c.c. quasi permanente ( $= -15.5$  MPa).

La verifica a pressoflessione è quindi soddisfatta.

La resistenza a taglio della sezione priva di armatura trasversale è pari a 342 kN, superiore all'azione sollecitante; la resistenza ottenuta tenendo conto della spirale è invece pari a 450 kN.

La verifica è quindi soddisfatta.



RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE

Verifica a taglio per sezioni circolari secondo le NTC 2008					
diametro	1100	mm	rs =	440	mm
copriferro	110	mm	d =	830.28	mm
d	830		sen(α) =	0.5095541	V <sub>min</sub> = 0.377 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	35	MPa	α =	0.5346665	rad
f <sub>yk</sub>	450	MPa	A <sub>v</sub> =	769531	mm <sup>2</sup>
Area	949850	mm <sup>2</sup>	τ =	121.266	rad
A <sub>s</sub>	10640	mm <sup>2</sup>	b <sub>ret</sub> =		mm
A <sub>sl</sub>	3584	mm <sup>2</sup>	θ =	45.00	°
N	5.3E+05	N	cotg(θ) =	1.00	
γ <sub>b</sub>	1.50				
γ <sub>s</sub>	1.15				
Armatura	staffe	A <sub>s</sub>	154	mm <sup>2</sup>	927 res. Acc.
		passo	200	mm	res. Cls 120522
		n	2		1901450
Resistenza SENZA armatura a taglio		V <sub>RD1</sub> =		342	kN
Resistenza CON armatura a taglio		V <sub>RD,st</sub> =		450	kN

FASCIA "B" - 28 Φ32 + sp. Φ14/20cm

c.c. SLD      N<sub>SD</sub> = 525 kN      M<sub>SD</sub> = 1080 kNm      V<sub>SD</sub> = 54 kN  
                  σ<sub>cls</sub> = -8.4 MPa      σ<sub>acc</sub> = 158 MPa      (sezione parzializzata)

c.c. SLV      N<sub>SD</sub> = 729 kN      M<sub>SD</sub> = 2550 kNm      V<sub>SD</sub> = 128 kN  
                  σ<sub>cls</sub> = -19.7 MPa      σ<sub>acc</sub> = 397 MPa



**RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE SOSTEGNO VASCHE**

Allo SLD la tensione nel calcestruzzo compresso è inferiore al limite imposto per la c.c. quasi permanente ( $=-15.5$  MPa); la tensione nell'acciaio è contenuta (158 MPa).

Si trascura la verifica a fessurazione, in quanto l'azione sollecitante è temporanea, e non riferibile quindi ad una condizione "d'esercizio" rispetto la quale va condotta la verifica a fessurazione.

Allo SLV lo stato tensionale nelle barre è inferiore a  $f_{yk}$  ( $=450$  MPa), e il calcestruzzo è soggetto ad una tensione di compressione inferiore al limite imposto per la c.c. rara ( $=-21$  MPa), ed il momento resistente della sezione è superiore al valore sollecitante.

La verifica a pressoflessione è quindi soddisfatta.

La resistenza a taglio della sezione priva di armatura trasversale è pari a 342 kN, superiore all'azione sollecitante; la resistenza ottenuta tenendo conto della spirale è invece pari a 450 kN.

La verifica è quindi soddisfatta.

Lo spostamento massimo del sistema strutturale è pari a:

$$\text{SLD} \quad d_{\text{SLD}} = 0.065\text{m}$$

$$\text{SLC} \quad d_{\text{SLC}} = 0.170\text{m}$$

Allo SLD si deve garantire il funzionamento degli impianti, e quindi le dotazioni impiantistiche dovranno essere dimensionate per assorbire spostamenti di  $\pm 65\text{mm}$  nel piano orizzontale.

Allo SLC la verifica è condotta controllando l'assenza di fenomeni di martellamento: la distanza minima tra gli elementi fissati alle vasche e quelli "fissi" a terra sarà quindi superiore a 0.20m, mentre con quelli fissati all'impalcato pensile sarà non inferiore a 0.50m.

#### 6.5.4 Verifica di capacità portante verticale

Le massime azioni verticali, allo SLU/SLV, è pari a 1130 kN, inferiore alla resistenza di progetto di 3335 kN. La verifica è soddisfatta.

#### 6.5.5 Verifica di capacità portante orizzontale

La massima azione orizzontale è di 128 kN (SLV), inferiore alla resistenza del palo ottenuta col metodo semplificato di Broms:

$$RH = 176 \text{ kN} > Ed = 128 \text{ kN} \quad \text{C.S.} = 176/128 = 1.37 > 1.30$$

La verifica è soddisfatta.