

**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA
BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**

**RIFACIMENTO INVASO SUL TORRENTE SESSERA IN SOSTITUZIONE
DELL'ESISTENTE PER IL SUPERAMENTO DELLE CRISI
IDRICHE RICORRENTI, IL MIGLIORAMENTO DELL'EFFICIENZA IDRICA
DEGLI INVASI ESISTENTI SUI TORRENTI RAVASANELLA ED OSTOLA,
LA VALORIZZAZIONE AMBIENTALE DEL COMPENSORIO**

DATA PROGETTO

APRILE 2010

AGGIORNAMENTO
PROGETTO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



(dott. ing. Domenico Castelli)

UTILIZZAZIONE IDROPOTABILE

**RELAZIONE DI CALCOLO
PRELIMINARE STRUTTURALE**

ELABORATO N.

R18

PROGETTO DEFINITIVO

PRATICA N°10131D

ARCH. N° OI 181

MODIFICHE
AGGIORNAMENTI

Aggiornamento			
Data			

CONTROLLO

Firma

OPERATORE

AL

CONTROLLO

SP

APPROVAZIONE

DC

INDICE

1. PREMESSE	1
2. MATERIALI E PRESCRIZIONI	1
3. OPERE STRUTTURALI IN PROGETTO	2
3.1 L'impianto di potabilizzazione sul torrente Ostola	3
3.1.1 Dimensionamento della vasca di chiariflocculazione	3
3.1.2 Dimensionamento della vasca di accumulo	6
3.2 L'impianto di potabilizzazione sul torrente Ravasanella	8
3.2.1 Vasca di reazione acqua - ozono	8
3.2.2 Vasca di accumulo dell'acqua potabile	11
3.2.3 Ispessitore meccanizzato	12
3.2.4 Vasca di chiariflocculazione	13
3.2.5 Locale filtropressa	15
3.3 Ampliamento della vasca d'accumulo per il Comune di Brusnengo	17
3.4 Impianto di potabilizzazione e serbatoio per il Comune di Sostegno	19
3.5 Ampliamento della vasca di accumulo per il serbatoio del Comune di Quaregna	20
3.6 Impianti di pompaggio a servizio dei Comuni di Curino e Casapinta	21
3.7 Cabine di telecontrollo	22
3.8 Cabina di telecontrollo al nodo P6	22
3.9 Serbatoio Monte Terla	23
3.10 Serbatoio Leria	24
3.11 Serbatoi pensili	24
3.11.1 Dimensionamento del serbatoio pensile nella tipologia a)	25
3.11.2 Dimensionamento del serbatoio pensile nella tipologia b)	43

1. PREMESSE

La presente relazione strutturale fornisce le indicazioni relative alla progettazione preliminare delle strutture che costituiscono l'oggetto degli interventi in attuazione con il presente progetto.

Saranno pertanto descritte le verifiche che hanno condotto al dimensionamento delle opere e le prescrizioni adottate per ciò che concerne i materiali da impiegarsi.

2. MATERIALI E PRESCRIZIONI

Per ciò che concerne i materiali sussistono le seguenti prescrizioni :

- Acciaio per armatura : B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento.

- Calcestruzzi in opera :
 - * opere di sottofondazione : classe di esposizione XC0 – $R_{CK} > 15 \text{ N/mm}^2$
 - * opere di fondazione : classe di esposizione XC2 – $R_{CK} > 30 \text{ N/mm}^2$
 - * opere in elevazione : classe di esposizione XC2 – $R_{CK} > 30 \text{ N/mm}^2$
 - * piccoli getti, travi, cordoli : classe di esposizione XC2 – $R_{CK} > 30 \text{ N/mm}^2$

3. OPERE STRUTTURALI IN PROGETTO

In linea generale le opere previste in attuazione sono così costituite :

- Impianto di potabilizzazione Ostola (lavori di potenziamento dell'attuale struttura) :
 - interventi per la costruzione di vasca di accumulo della portata chiarificata per complessivi 2300 mc ;
 - realizzazione di vasca di chiariflocculazione.
- Impianto di potabilizzazione Ravasanella :
 - realizzazione di edificio da adibire a potabilizzazione comprensivo di vasca di ozonizzazione, locale controllo, locale filtri, vasca di accumulo, acqua trattata, locale generatore autonomo e locale pompaggio ; costruzioni a parte risultano il locale filtropressa, la vasca di chiariflocculazione e il sedimentatore primario.
- Vasca di modulazione “serbatoio Terla” :
 - realizzazione di vasca di accumulo con capacità complessiva di 1200 mc e annesso locale di controllo.
- Impianto di potabilizzazione e serbatoio di accumulo per il Comune di Sostegno :
 - realizzazione di vasca con capacità di 100 mc e annessi locali per l'impianto di potabilizzazione.
- Stazione di sollevamento per il Comune di Curino :
 - realizzazione di vasca di accumulo in arrivo di circa 60 mc di capacità, costituente anche riserva di pompaggio nonché dei locali annessi.
- Stazione di sollevamento per il Comune di Casapinta :
 - realizzazione di vasca con capacità complessiva di 60 mc per accumulo e riserva di pompaggio con annessi locali di controllo.
- Ampliamento serbatoi comunali di Brusnengo, Lessona e Quaregna :
 - realizzazione di vasche contigue alle esistenti per l'incremento della riserva idrica.
- Serbatoi di accumulo per i Comuni di Greggio, Oldenico, Ronsecco, San Giacomo V.se e Villarboit :
 - realizzazione di serbatoio pensile con capacità di 200/300 mc e altezza d'imposta del

calice a circa 30 m dal piano campagna.

3.1 L'impianto di potabilizzazione sul torrente Ostola

L'edificio che ospita il processo di potabilizzazione è esistente in quanto già realizzato nel panorama dei lavori di potenziamento e risanamento dell'acquedotto consorziale.

Si tratta di una struttura con vasche di accumulo interrata, fondazioni isolate rappresentate da plinti con inserto a bicchiere per i pilastri prefabbricati.

La copertura è in tegole II prefabbricati e precompressi mentre il tamponamento esterno è realizzato da pannelli prefabbricati.

Risultano gettate in opera sia le vasche che l'insieme delle strutture di fondazione.

L'ispessitore meccanizzato, costituito da vasca pressoché interrata, risulta esistente così come il locale che ospita la filtropressa.

Gli interventi di ampliamento riguardano la realizzazione delle seguenti strutture :

- vasca di chiariflocculazione, di forma circolare, con raggio interno di 9 metri, parzialmente interrata
- vasca di accumulo rettangolare per complessiva capacità di 2300 mc, interrata, con sovrastante locale magazzino.

3.1.1 Dimensionamento della vasca di chiariflocculazione

La vasca ha dimensione circolare in pianta con raggio interno di circa 9 metri, profondità complessiva di 4,3 metri sul fondo.

Presenta, al centro, una torre supportata da 4 pilastri ove l'acqua, fatta confluire da tubazione, si dispone per il trattamento di flocculazione.

Alla base della torre è prevista l'aspirazione dei fanghi.

Lo spessore della fondazione è di circa 50 cm mentre le pareti presentano spessore variabile da 100 cm alla sezione d'incastro fino a 20 cm in sommità.

Il carico complessivamente agente sulla fondazione è così costituito :

$$\text{Peso acqua : } 1000 \cdot \frac{\pi 18^2}{4} \cdot 4 = 1.017.870 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso fondazione : } 2500 \cdot \frac{\pi 18^2}{4} \cdot 0,5 = 318.100 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso pareti : } 2500 \cdot \frac{\pi}{4} (18,5^2 - 18^2) \cdot 4 = 143.500 \text{ Kg}$$

per un peso complessivo pari a 1.479.470 Kg.

La sollecitazione scambiata al terreno di fondazione risulta pari a :

$$\sigma_t = \frac{1.479.470}{283,53 \cdot 10.000} = 0,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Le pareti della vasca presentano un ispessimento di 100 cm sul fondo, alla sezione di incastro con la platea mentre lo spessore si riduce progressivamente con l'elevazione.

La spinta del terreno in corrispondenza della sezione d'incastro è pari a

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot 1.600 \cdot 3^2 \cdot 0,3 = 2.200 \text{ Kg}$$

con momento pari a

$$M = 2.200 \cdot \frac{3}{3} = 2.200 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'azione della spinta idrostatica in corrispondenza dell'analogha sezione risulta pari a :

$$S_a = 1.200 \cdot 4,3^2 \cdot 0,5 = 11.100 \text{ Kg}$$

con momento pari a

$$M = 11.100 \cdot \frac{4,3}{3} = 16.000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre , risultando il momento da equilibrare pari a $M = 16.000 - 2.200 = 13.800 \text{ Kg} \cdot \text{m}$, è pari a

$$A_f = \frac{13.800 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.600 \cdot 90} = 10,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

I ripartitori orizzontali sono stati valutati per conchi di 1 metro, variabile in profondità :

- fondo vasca

$$S_a = 1.200 \cdot \frac{4,3^2}{2} \cdot \frac{18}{2} = 99.800 \text{ Kg}$$

$$S_t = 1.600 \cdot \frac{3^2}{2} \cdot \frac{18}{2} \cdot 0,3 = 20.000 \text{ Kg}$$

$$S_{\text{risultante}} = 99.800 - 20.000 = 79.800 \text{ Kg}$$

$$Af = \frac{79.800}{1.800} = 44,3 \text{ cm}^2 / m$$

- profondità - 3 m :

$$S_a = 1.200 \cdot \frac{3,3^2}{2} \cdot \frac{18}{2} = 58.800 \text{ Kg}$$

$$S_t = 1.600 \cdot \frac{2^2}{2} \cdot \frac{18}{2} \cdot 0,3 = 9.000 \text{ Kg}$$

$$S_{\text{risultante}} = 58.800 - 9.000 = 49.800 \text{ Kg}$$

$$Af = \frac{49.800}{1.800} = 27,7 \text{ cm}^2 / m$$

- profondità - 2 m

$$S_a = 1.200 \cdot \frac{2,3^2}{2} \cdot \frac{18}{2} = 28.600 \text{ Kg}$$

$$S_t = 1.600 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{18}{2} \cdot 0,3 = 2.200 \text{ Kg}$$

$$S_{\text{risultante}} = 28.600 - 2.200 = 26.400 \text{ Kg}$$

$$A_f = \frac{26.400}{1.800} = 14,7 \text{ cm}^2 / m$$

Per ciò che concerne la platea il carico agente risulta pari a

$$q = 5.200 - 2.500 \cdot 0,5 - 1.000 \cdot 2 = 1.950 \text{ Kg/m}^2$$

con momenti all'incastro e in mezzzeria rispettivamente pari a :

$$M_i = q \frac{\ell^2}{12} = 1.950 \cdot \frac{9^2}{12} = 13.200 \text{ Kg} \cdot m$$

$$M_c = q \frac{\ell^2}{10} = 1.950 \cdot \frac{9^2}{10} = 15.800 \text{ Kg} \cdot m$$

cui corrisponde armatura

$$A_{f_i} = \frac{13.200 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.800 \cdot 40} = 20,4 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{f_c} = \frac{15.800 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.800 \cdot 40} = 24,4 \text{ cm}^2 / m$$

3.1.2 Dimensionamento della vasca di accumulo

Per semplicità si assume una striscia unitaria di struttura.

La copertura verrà eseguita con lastre prefabbricate tipo Predalle con soletta integrativa in opera.

La vasca sarà invece realizzata interamente in c.a. in opera e risulterà interrata.

Il carico trasmesso dalla copertura risulta pari a 2.500 Kg/m^2 comprensivo dei sovraccarichi accidentali e del peso proprio.

Lo spessore di platea e muri in elevazione è pari a 60 cm. Il setto divisorio interno ha spessore di 30 cm.

Il peso complessivo gravante sul terreno di fondazione è pari a :

$$\begin{aligned}
2.500 \cdot 12,3 \cdot 1 &= 30.750 \text{ Kg} \\
2.500 \cdot 13,3 \cdot 0,6 \cdot 1 &= 20.000 \text{ Kg} \\
2.500 \cdot 2 \cdot 0,6 \cdot 6 \cdot 1 &= 18.000 \text{ Kg} \\
2.500 \cdot 0,3 \cdot 6 \cdot 1 &= 4.500 \text{ Kg} \\
2.500 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 5,4 \cdot 2 &= \underline{43.200 \text{ Kg}} \\
P_t &= 116.450 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

con sollecitazione trasmessa al terreno pari a :

$$\sigma_t = \frac{116.450}{13,3 \cdot 100 \cdot 100} = 0,88 \text{ Kg/cm}^2$$

Il carico che sollecita la platea è quindi pari a

$$q = 8.800 - 2.500 \cdot 0,6 = 7.300 \text{ Kg/m}^2$$

Il momento massimo in campata e alla sezione d'incastro assume valori rispettivamente pari a :

$$M_c = q \frac{\ell^2}{8} = 7.300 \cdot \frac{5,4^2}{8} = 26.600 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_i = q \frac{\ell^2}{10} = 7.300 \cdot \frac{5,4^2}{10} = 21.300 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

cui corrisponde armatura

$$A f_c = \frac{26.600 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.800 \cdot 55} = 29,9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A f_i = \frac{21.300 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.800 \cdot 55} = 23,9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Per ciò che concerne le pareti la spinta del terreno è pari a

$$S_t = 1.600 \cdot 6^2 \cdot 0,5 \cdot 0,3 = 8.700 \text{ Kg}$$

con momento all'incastro

$$M_i = 8.700 \cdot \frac{6}{3} = 26.100 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre risulta pari a

$$A_f = \frac{26.100 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 55} = 26,4 \text{ cm}^2 / m$$

3.2 L'impianto di potabilizzazione sul torrente Ravasanella

L'impianto è di nuova costruzione.

Attorno all'edificio costituente il nucleo dell'impianto sono previsti i manufatti di completamento rappresentati dalla vasca di chiariflocculazione, ispessitore meccanizzato, vasche di raccolta ausiliarie, locale filtropressa.

L'edificio che ospita il processo di filtrazione ha dimensioni di 16 m · 50 m e presenta struttura realizzata prevalentemente con prefabbricati (copertura, pilastri, tamponamenti).

I dimensionamenti strutturali sono stati eseguiti per le strutture in c.a. in opera, rappresentate dai manufatti isolati e dalle vasche.

3.2.1 Vasca di reazione acqua - ozono

La vasca è sede del trattamento di ozonizzazione e risulta completamente ermetica, fatto salvo chiusini di ispezione. L'intero manufatto è previsto in opera in c.a.

Il tirante idrico all'interno è pari a circa 2,5 metri.

L'analisi della struttura è eseguita su un elemento di larghezza unitaria.

Il carico complessivo gravante sul terreno risulta così composto :

Peso soletta	: 2.500 · 0,4 · 15,1 · 1	=	15.100 Kg
Sovraccarico	: 1.000 · 1 · 14	=	14.000 Kg
Platea	: 2.500 · 0,6 · 16,1 · 1	=	24.200 Kg
Muratura in elevazione	: 2.500 · 0,5 · 3,7 · 4	=	18.500 Kg
Acqua	: 1.000 · 5,4 · 2,5 + 1.000 · 4,5 · 2,5 + 1.000 · 3,4 · 2,5	=	<u>33.300 Kg</u>
	P_{TOT}	=	105.100 Kg

La sollecitazione trasmessa al terreno risulta quindi pari a :

$$\sigma_t = \frac{105.100}{16,1 \cdot 1 \cdot 10.000} = 0,65 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{tamm}}$$

Il carico che sollecita la fondazione risulta quindi pari a

$$q = 6.500 - 2.500 \cdot 0,6 = 5.000 \text{ Kg/m}^2$$

I momenti massimi risultano in campata e all'incastro :

$$M_c = q \frac{\ell^2}{8} = 5.000 \cdot \frac{5,4^2}{8} = 18.300 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_i = q \frac{\ell^2}{10} = 5.000 \cdot \frac{5,4^2}{10} = 14.600 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

cui corrisponde armatura

$$A f_c = \frac{18.300 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.800 \cdot 55} = 20,6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A f_i = \frac{14.600 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.800 \cdot 55} = 16,4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La copertura della vasca verrà disposta su travi sviluppate sul lato maggiore disposte su pilastri 40 · 40 in spiccatto dai setti.

Le luci di carico che insistono sulle travi sono pari a 5,4, 4,5 e 3,4 metri.

Le travi si presentano disposte su 3 campate ; il calcolo di verifica è stato effettuato per la condizione più sfavorevole, considerando la luce maggiore di 3,6 metri (2 campate da 3,6 metri e una ridotta da 2 metri).

Carico agente sulla trave (40 · 100) :

Peso proprio	:	2.500 · 0,4 · 1	=	1.000 Kg/m
Sovraccarico	:	1.000 · 1	=	1.000 Kg/m
Peso solaio	:	(5,4 · 0,5 + 4,5 · 0,5) · 2.000	=	<u>9.900 Kg/m</u>
			P _{TOT} =	11.900 Kg/m

Il momento in campata è pari a :

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 11.900 \cdot \frac{3,6^2}{8} = 19.300 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

cui corrisponde armatura

$$Af = \frac{19.300 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.200 \cdot 35} = 25,5 \text{ cm}^2$$

Il taglio risulta pari a

$$T = q \frac{\ell}{2} = 11.900 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = 21.500 \text{ Kg}$$

con sollecitazione

$$\tau_{\max} = \frac{21.500}{0,9 \cdot 100 \cdot 30} = 8 \text{ Kg/cm}^2$$

e pertanto si disporrà opportuna staffatura.

La soletta di copertura, nella condizione maggiormente sfavorevole, è soggetto a momento in campata.

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 2.000 \cdot \frac{5,4^2}{8} = 7.300 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

cui corrisponde armatura

$$Af = \frac{7.300 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.800 \cdot 35} = 12,9 \text{ cm}^2 / m$$

La verifica delle pareti della vasca è stata eseguita escludendo l'azione dell'acqua all'interno.

Pertanto la spinta del terreno risulta pari a

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot 1.600 \cdot 4,5^2 \cdot 0,3 = 4.900 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

con momento risultante

$$M = 4.900 \cdot \frac{4,5}{3} = 7.400 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre è quindi pari a

$$A_f = \frac{7.400 \cdot 100}{0,9 \cdot 1.800 \cdot 45} = 10 \text{ cm}^2 / m$$

3.2.2 Vasca di accumulo dell'acqua potabile

E' costituita da due distinte vasche, ispezionabili all'interno, e interrata.

Le dimensioni in pianta risultano, per ciascuna vasca, pari a circa $(27 \cdot 17)$ mq.

La copertura è prevista con lastre prefabbricate autoportanti tipo Predalle.

Il peso complessivo gravante sulla platea di fondazione risulta in prevalenza determinato dall'acqua oltre che dal peso proprio della struttura di fondazione :

acqua	:	$1.000 \cdot 3,7 \cdot 15,2 \cdot 1$	=	56.300 Kg
fondazione	:	$2.500 \cdot 0,6 \cdot 16 \cdot 1$	=	<u>24.000 Kg</u>
			P_{TOT}	= 80.300 Kg

La sollecitazione scambiata al terreno risulta pari a

$$\sigma_t = \frac{80.300}{10.000 \cdot 1 \cdot 16} = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Per ciò che concerne le pareti la verifica è stata eseguita in assenza di acqua all'interno.

La spinta del terreno è pari a

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot 1.600 \cdot 7,3^2 \cdot 0,3 = 12.800 \text{ Kg} \cdot m$$

con momento alla sezione d'incastro

$$M = 12.800 \cdot \frac{7,3}{3} = 31.000 \text{ Kg} \cdot m$$

L'armatura da disporre risulta pari a

$$A_f = \frac{31.000 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.200 \cdot 45} = 34,8 \text{ cm}^2 / m$$

3.2.3 Ispessitore meccanizzato

Si tratta di una vasca circolare interrata per circa 6 metri. Il diametro interno è pari a 10,5 metri.

Il peso complessivo della struttura è pari a :

$$\text{Peso pareti :} \quad 2500 \cdot \frac{\pi}{4} (11^2 - 10,5^2) \cdot 6 = 126.600 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso fondazione :} \quad 2500 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 10,5^2 \cdot 0,7 = 151.600 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso acqua :} \quad 1000 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 10,5^2 \cdot 4,5 = 387.700 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{TOT}} = 667.900 \text{ Kg}$$

La sollecitazione scambiata con il terreno di fondazione è quindi pari a

$$\sigma_t = \frac{667.900}{\frac{\pi}{4} \cdot 13^2 \cdot 10.000} = 0,50 \text{ Kg/cm}^2$$

Il carico che sollecita la platea è infine pari a

$$q = 5.000 - 2.500 \cdot 0,5 = 3.750 \text{ Kg/m}^2$$

Il momento massimo risulta pari a

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 3.750 \cdot \frac{5,25^2}{8} = 13.000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

cui corrisponde armatura

$$A_f = \frac{13.000 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 45} = 15,95 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Per ciò che concerne le pareti, si considera la situazione senza acqua all'interno.

La spinta in corrispondenza della sezione d'incastro è pari a :

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot 1.600 \cdot 6^2 \cdot 0,3 = 8.700 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

con momento

$$M = 8.700 \cdot \frac{6}{3} = 17.300 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre risulta pari a

$$A_f = \frac{17.300 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.200 \cdot 95} = 9,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

I ripartitori orizzontali sono dimensionati in funzione della quota.

- fondo vasca

$$S_a = 1.200 \cdot \frac{4,5^2}{2} \cdot \frac{10,5}{2} = 64.000 \text{ Kg}$$

$$S_t = 1.600 \cdot 0,5 \cdot 6^2 \cdot 10,5 \cdot 0,5 \cdot 0,3 = 45.500 \text{ Kg}$$

$$S_{\text{risultante}} = 64.000 - 45.500 = 18.500 \text{ Kg}$$

$$A_f = \frac{18.500 \cdot 100}{1.600} = 11,6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- profondità - 3 m :

$$S_a = 1.200 \cdot \frac{2^2}{2} \cdot \frac{10,5}{2} = 12.600 \text{ Kg}$$

$$S_t = 1.600 \cdot \frac{3^2}{2} \cdot \frac{10,5}{2} \cdot 0,3 = 11.000 \text{ Kg}$$

$$S_{\text{risultante}} = 12.600 - 11.000 = 1.600 \text{ Kg}$$

3.2.4 Vasca di chiariflocculazione

La struttura è costituita da una vasca circolare con diametro interno di 14 metri e interrata per circa 3 metri.

Il peso complessivo è così costituito :

$$\text{Acqua :} \quad 1200 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 14^2 \cdot 4,5 = 831.300 \text{ Kg}$$

$$\text{Fondazione :} \quad 2500 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 14^2 \cdot 0,5 = 192.500 \text{ Kg}$$

$$\text{Elevazione :} \quad \underline{2500 \cdot \frac{\pi}{4} (14,5^2 - 14^2) \cdot 4 = 126.600 \text{ Kg}}$$

$$P_{\text{TOT}} \quad 1.135.800 \text{ Kg}$$

La sollecitazione trasmessa al terreno risulta pari a

$$\sigma_t = \frac{1.135.800}{\frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \cdot 10.000} = 0,56 \text{ Kg/cm}^2$$

Il carico che sollecita la platea è infine pari a $q = 5.600 - 2.500 \cdot 0,5 = 4.400 \text{ Kg/m}^2$ e il momento massimo è pari a

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 4.400 \cdot \frac{7^2}{8} = 26.700 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

cui corrisponde armatura

$$A_f = \frac{26.700 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 45} = 32,9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

In corrispondenza della sezione d'incastro la spinta del terreno risulta pari a

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot 1.600 \cdot 6^2 \cdot 0,3 = 8.700 \text{ Kg}$$

con momento

$$M = 8.700 \cdot \frac{6}{3} = 17.400 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

in assenza di acqua all'interno.

L'armatura da disporre è quindi pari a

$$Af = \frac{17.400 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.200 \cdot 95} = 9,25 \text{ cm}^2 / m$$

Per ciò che concerne i ripartitori, l'incidenza è stata valutata in rapporto alla profondità dal piano campagna.

- fondo vasca

$$S_a = 1.200 \cdot \frac{4,5^2}{2} \cdot \frac{14}{2} = 85.000 \text{ Kg}$$

$$S_t = 1.600 \cdot \frac{3^2}{2} \cdot \frac{14}{2} \cdot 0,3 = 15.200 \text{ Kg}$$

$$S_{\text{risultante}} = (85.000 - 15.200) = 69.800 \text{ Kg}$$

$$Af = \frac{69.800}{1.600} = 43,6 \text{ cm}^2 / m$$

- mezzeria vasca :

$$S_a = 1.200 \cdot \frac{2,25^2}{2} \cdot \frac{14}{2} = 21.300 \text{ Kg}$$

$$S_t = 1.600 \cdot \frac{1,5^2}{2} \cdot \frac{14}{2} \cdot 0,3 = 3.800 \text{ Kg}$$

$$S_{\text{risultante}} = (21.300 - 3.800) = 17.500 \text{ Kg}$$

$$Af = \frac{17.500}{1.600} = 11 \text{ cm}^2 / m$$

3.2.5 Locale filtropressa

Il locale ospita l'impianto per la pressatura dei fanghi e una vasca interrata per le acque di controlavaggio.

Il locale è realizzato con platea di fondazione e muratura portante.

La copertura è costituita da travetti prefabbricati con interposti laterizi.

Il carico trasmesso dalla vasca al terreno di fondazione è così costituito :

Copertura	:	$1.500 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 1$	=	18.000 Kg
		$2.500 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 1$	=	6.000 Kg
Pareti	:	$2.500 \cdot (5,5 + 4) \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 1$	=	6.000 Kg
Platea	:	$2.500 \cdot 0,6 \cdot 7 \cdot 1$	=	10.500 Kg
Acqua	:	$1.000 \cdot 6 \cdot 3,5 \cdot 1$	=	<u>21.000 Kg</u>
		P_{TOT}	=	61.500 Kg

La sollecitazione scambiata al terreno di fondazione è pari a

$$\sigma_t = \frac{61.500}{10.000 \cdot 7 \cdot 1} = 0,88 \text{ Kg/cm}^2$$

La spinta a gente sulle pareti, indotta dal terreno, risulta pari a :

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot 1.600 \cdot 8^2 \cdot 0,3 = 15.400 \text{ Kg}$$

con momento pari a

$$M = 15.400 \cdot \frac{8}{3} = 41.000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

considerando il contributo del telaio formato con platea e soletta, il momento in campata può essere assunto pari a

$$M = q \frac{\ell^2}{11} = 12.800 \cdot \frac{5^2}{14} = 23.000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

essendo $q = \gamma_t \cdot h = 1600 \cdot 8 = 12.800 \text{ Kg/m}$

L'armatura da disporre è pari a

$$A_f = \frac{23.000 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.200 \cdot 45} = 25,7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La copertura della vasca è soggetta ai seguenti carichi :

peso proprio	: 2.500 · 0,4	=	1.000 Kg/m ²
peso terreno	: 1.600 · 2,5	=	<u>4.000 Kg/m²</u>
		q _{TOT} =	5.000 Kg/m ²

e pertanto il momento massimo assume valore

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 5.000 \cdot \frac{6^2}{8} = 22.500 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre è pari a

$$A_f = \frac{23.000 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.200 \cdot 45} = 25,7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

3.3 Ampliamento della vasca d'accumulo per il Comune di Brusnengo

La struttura verrà disposta in adiacenza alla vasca esistente. Le dimensioni in pianta sono circa di (9·16) mq.

E' prevista la realizzazione di una platea e murature in elevazione con soletta di copertura.

Annesso alla vasca è disposto un piccolo locale di controllo.

Il carico complessivo agente sul terreno di fondazione è costituito, per una striscia unitaria dai seguenti :

copertura	: 2.500 · 0,3 · 8	
sovraccarico	: 1.600 · 0,5 · 8 +	
copertura	: 200 · 8	
peso proprio platea	: 2.500 · 0,4 · 9	
peso proprio elevazione	: 2.500 · 2 · 3 · 0,3	
peso acqua	: <u>1.000 · 8 · 2,3</u>	
	P _{tot} =	45.900 Kg

La sollecitazione trasmessa è quindi :

$$\sigma_t = \frac{45.900}{9 \cdot 10.000 \cdot 1} = 0,51 \text{ Kg/cm}^2$$

e il carico agente sulla platea è pari a

$$q = 5.100 - 2.500 \cdot 0,4 = 4.100 \text{ Kg/m}^2$$

Il massimo momento in campata è pari a :

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 4.100 \cdot \frac{5^2}{8} = 12.800 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre risulta pari a

$$A_f = \frac{12.800 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 35} = 20,4 \text{ cm}^2 / m$$

per la zona maggiormente sollecitata.

La spinta esercitata dal terreno sulle pareti risulta pari a

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot 1.600 \cdot 3,5^2 \cdot 0,3 = 3.000 \text{ Kg}$$

con momento pari a

$$M = 3.000 \cdot \frac{3}{3} = 3.000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura è pari a

$$A_f = \frac{3.000 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 25} = 6,7 \text{ cm}^2 / m$$

La copertura, realizzata con soletta in c.a., è disposta su due campate.

Il momento massimo agente è pari a

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 2.000 \cdot \frac{5^2}{8} = 6.300 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

dove $q = 2.000 \text{ Kg/m}^2$ comprensivi del peso proprio e dei sovraccarichi.

L'armatura da disporre risulta pertanto

$$A_f = \frac{6.300 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 25} = 13,9 \text{ cm}^2 / m$$

3.4 Impianto di potabilizzazione e serbatoio per il Comune di Sostegno

L'impianto di potabilizzazione è disposto in adiacenza alla vasca di accumulo che risulta seminterrata. Il tirante idrico nella vasca è circa pari a 4 metri.

Le dimensioni complessive in pianta sono di (6 · 10) mq.

Il carico complessivo cui è soggetto il terreno in corrispondenza della vasca, per un elemento unitario, è così composto :

peso platea	:	2.500 · 0,4 · 6	=	6.000 Kg
peso muratura	:	2.500 · 2 · 0,3 · 3,1	=	4.700 Kg
peso soletta	:	2.500 · 0,3 + 2.000 · 1 · 5,4	=	11.600 Kg
peso acqua	:	1.000 · 5,4 · 4	=	<u>21.600 Kg</u>
			P_{tot}	= 43.900 Kg

La sollecitazione trasmessa al terreno di fondazione è quindi pari a :

$$\sigma_t = \frac{43.900}{10.000 \cdot 1 \cdot 7} = 0,63 \text{ Kg/cm}^2$$

Il carico che sollecita la platea risulta pari a

$$q = 6.300 - 2.500 \cdot 0,4 = 5.300 \text{ Kg/m}^2$$

Il massimo momento in campata è quindi pari a :

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 5.300 \cdot \frac{5,4^2}{8} = 19.400 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre è infine

$$A_f = \frac{19.400 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 35} = 30,67 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La copertura, il cui carico complessivo dei sovraccarichi di normativa è pari a 2.000 Kg/m², è soggetta a momento massimo

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 2.000 \cdot \frac{5,4^2}{8} = 7.300 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura che ne risulta è pari a

$$A_f = \frac{7.300 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 25} = 16,2 \text{ cm}^2 / m$$

Per quanto riguarda la muratura in elevazione risulta sufficiente disporre il quantitativo minimo di normativa.

3.5 Ampliamento della vasca di accumulo per il serbatoio del Comune di Quaregna

La struttura in progetto verrà disposta in aderenza alla vasca esistente e sarà completata con un piccolo locale adibito a centro di controllo.

Complessivamente in pianta le dimensioni risultano di (6 · 17) mq.

Il peso complessivamente gravante sul terreno di fondazione è così composto :

peso soletta	:	2.000 · 1 · 5,4	=	10.800 Kg
peso elevazione	:	2.500 · 0,3 · 2 · 3,4	=	5.100 Kg
peso platea	:	2.500 · 0,4 · 6,4	=	6.400 Kg
peso acqua	:	1.000 · 2,5 · 5,4	=	<u>13.500 Kg</u>
			P_{tot}	= 35.800 Kg

La sollecitazione trasmessa alla fondazione è pari a :

$$\sigma_t = \frac{35.800}{10.000 \cdot 6,4 \cdot 1} = 0,56 \text{ Kg/cm}^2$$

Il carico che sollecita la platea è quindi pari a

$$q = 5.600 - 2.500 \cdot 0,4 = 4.600 \text{ Kg/m}^2$$

e il momento massimo risulta :

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 4.600 \cdot \frac{5,4^2}{8} = 16.800 \text{ Kg} \cdot m$$

cui corrisponde armatura

$$A_f = \frac{16.800 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 35} = 26,6 \text{ cm}^2 / m$$

La copertura, soggetta a 2.000 Kg/m² di carico ripartito tra peso proprio e sovraccarico, è gettata in opera.

Il momento di dimensionamento è pari a

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 2.000 \cdot \frac{5,4^2}{8} = 7.300 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura corrispondente è pari a

$$A_f = \frac{7.300 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 25} = 16,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le pareti verranno dotate dell'armatura minima da normativa.

3.6 Impianti di pompaggio a servizio dei Comuni di Curino e Casapinta

Si tratta di edifici sostanzialmente simili e identici dal punto di vista dell'analisi strutturale che possono essere trattati congiuntamente.

La struttura è costituita da una vasca di accumulo e da un locale adiacente adibito a controllo.

Il peso complessivo distribuito al terreno di fondazione è così composto :

peso copertura	:	2.000 · 1 · 5,2	=	10.400 Kg
peso elevazione	:	2.500 · 0,4 · 2 · 3,3	=	6.600 Kg
peso platea	:	2.500 · 0,5 · 6	=	7.500 Kg
peso acqua	:	1.000 · 3 · 5,2	=	<u>15.600 Kg</u>
			P_{tot}	= 40.100 Kg

La sollecitazione scambiata al terreno di fondazione risulta pari a :

$$\sigma_t = \frac{40.100}{10.000 \cdot 6 \cdot 1} = 0,67 \text{ Kg/cm}^2$$

Il carico che sollecita la fondazione è quindi pari a

$$q = 6.700 - 2.500 \cdot 0,5 = 5.500 \text{ Kg/m}^2$$

con momento massimo :

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 5.500 \cdot \frac{5,2^2}{8} = 18.500 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

cui corrisponde armatura

$$Af = \frac{18.500 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 45} = 22,8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le pareti verranno armate con il quantitativo minimo di normativa.

La copertura è soggetta a $q = 2.000 \text{ Kg/m}^2$ per un momento pari a

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 2.000 \cdot \frac{5,2^2}{8} = 6.800 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

con armatura

$$Af = \frac{6.800 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 25} = 15 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

3.7 Cabine di telecontrollo

Sono costituite da strutture elementari con platea di fondazione, muratura portante e soletta in c.a. in opera.

La fondazione verrà armata con doppia rete elettrosaldada a maglia e analogamente la soletta di copertura.

3.8 Cabina di telecontrollo al nodo P6

La struttura è costituita da un locale interrato che ospita le tubazioni mentre la parte in elevazione è realizzata con muratura portante con copertura rappresentata da soletta latero cementizia a travetti prefabbricati.

La fondazione a platea verrà armata superiormente con 1 \varnothing 14/25 e ripartitori del \varnothing 10.

Le murature in sotterraneo verranno armate con 1 \varnothing 16/25 e ripartitori 1 \varnothing 10/25.

3.9 Serbatoio Monte Terla

Il serbatoio in oggetto è di nuovo impianto e verrà realizzato sull'omonimo rilievo collinare disposto in sponda destra rispetto alla diga sul torrente Ravasanella.

La costruzione è rappresentata da una vasca rettangolare con ingombro complessivo in pianta, incluso il locale di manovra, pari a $(23,5 \cdot 11,5)$ mq.

L'edificio risulta parzialmente interrato e interamente in c.a. gettato in opera.

Il peso complessivo per un elemento unitario risulta così costituito :

peso platea	:	$2.500 \cdot 11,4 \cdot 0,6 \cdot 1$	=	17.100 Kg
peso elevazione	:	$2.500 \cdot 2 \cdot 0,6 \cdot 7 \cdot 1$	=	21.000 Kg
peso acqua	:	$1.000 \cdot 10,3 \cdot 5 \cdot 1$	=	51.500 Kg
peso copertura	:	$2.500 \cdot 0,4 \cdot 11,4 \cdot 1 + 500 \cdot 11,4 \cdot 1$	=	<u>17.100 Kg</u>
			P_{tot}	= 106.700 Kg

La sollecitazione trasmessa al terreno di fondazione risulta pari a :

$$\sigma_t = \frac{106.700}{10.000 \cdot 1 \cdot 11,4} = 0,94 \text{ Kg/cm}^2$$

Il carico agente sulla platea risulta quindi pari a

$$q = 9.400 - 2.500 \cdot 0,6 = 7.900 \text{ Kg/m}^2$$

Il momento agente è pertanto

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 7.900 \cdot \frac{5^2}{8} = 24.700 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

cui corrisponde armatura

$$Af = \frac{24.700 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 55} = 25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Per ciò che concerne le murature in elevazione, la spinta massima del terreno è pari a

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot 1.600 \cdot 5^2 \cdot 0,3 = 6.000 \text{ Kg}$$

e il valore del momento risulta

$$M = 6.000 \cdot \frac{5}{3} = 10.000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre è quindi pari a

$$Af = \frac{10.000 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.200 \cdot 55} = 9,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La copertura verrà disposta in modo tale da suddividere la luce di calcolo in due elementi omogenei di 5 metri con appoggio intermedio ricavato sul setto di mezzeria della vasca.

Pertanto, noto che $q = 1.500 \text{ Kg/m}^2$, il valore del momento è pari a

$$M = q \frac{\ell^2}{8} = 1.500 \cdot \frac{5^2}{8} = 4.700 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

L'armatura da disporre è pari a

$$Af = \frac{4.700 \cdot 100}{0,9 \cdot 2.000 \cdot 35} = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

3.10 Serbatoio Leria

Analogamente al serbatoio Terla, l'accumulo del Leria è di nuovo impianto.

La struttura è analoga a quella prevista per il serbatoio Terla, ivi comprese le azioni esterne, i livelli idrici e pertanto quanto verificato in sede di dimensionamento per il serbatoio Terla può ritenersi esteso al serbatoio Leria.

3.11 Serbatoi pensili

I serbatoi pensili sono previsti nei Comuni di Greggio, Oldenico, Ronsecco, S. Giacomo V.se e Villarboit con capacità di accumulo di 200 e 300 mc.

Ciascun serbatoio è caratterizzato da una struttura a torre con altezza complessiva di 30 metri sul piano campagna. La torre è sormontata da una vasca di forma tronco-conica, con

base minore rovesciata.

In funzione di quanto riportato nella Relazione Geotecnica per la caratterizzazione del terreno di fondazione si sono determinate le caratteristiche della palificata di fondazione.

I calcoli strutturali sono suddivisi in funzione della capacità della vasca.

Le verifiche di dimensionamento sono state pertanto suddivise in funzione delle risultanze delle prove penetrometriche eseguite nei siti nonché in relazione alla capacità della vasca d'accumulo.

In funzione dei succitati parametri possono essere distinte due tipologie di serbatoi :

- a) vasca di capacità pari a 200 mc : siti di Greggio, San Giacomo V.se e Villarboit ;
- b) vasca di capacità pari a 300 mc : sito di Oldenico e Ronsecco.

I risultati delle prove penetrometriche riportati nella Relazione Geologica e Geotecnica, hanno evidenziato caratteristiche di buona portanza per tutti i siti già a - 4 metri dal piano campagna evidenziandone la presenza comune a tutti i siti.

3.11.1 Dimensionamento del serbatoio pensile nella tipologia a)

- Copertura: è costituita da pannelli prefabbricati in semplice appoggio sul bordo esterno della vasca e sul tubo di ispezione interno.
- Vasca: è in continuità col relativo fondo. Ha forma di tronco di cono retto con un'apertura di 41°50'. Lo spessore della parete è costante, pari a 12 cm. Ha una capacità utile di mc 200.
- Fondo vasca: è in continuità sia con la parete della vasca sia col tubo per l'ispezione. Ha forma toroidale a sezione trapezia notevolmente massiccia.
- Tubo per l'ispezione: è costituito da elementi prefabbricati di forma cilindrica e sovrapposti.
- Pilastri di sostegno del vaso: sono in tubo Mannesmann a forte spessore. Flange saldate all'estremità consentono il fissaggio allo stelo e al fondo vasca.
- Stelo: ha forma cilindrica con parete di grande spessore. E' incastrato alla base del plinto, ove presenta anche il vano per la realizzazione della porta di accesso per il passaggio delle

condotte. Ha diametro esterno di ml 2,60 e interno di ml 2,00.

- Plinto: ha forma tronco conica raccordata con un cilindro. Consente di ripartire lo sforzo trasmesso dallo stelo, distribuendo sul terreno e sulla palificata di fondazione.
- Materiale impiegato per la costruzione: ad esclusione dei pilastri di sostegno della vasca, che sono in acciaio, gli altri elementi che costituiscono il serbatoio saranno realizzati in cls. avente una resistenza media di prelievo di 300 Kg/cm² per lo stelo, di 350 Kg/cm² per la vasca e di 250 Kg/cm² per il plinto di fondazione.

A tal fine sono previsti cavi Dyform Ø 0,6", aventi le seguenti caratteristiche :

- diametro nominale 15,22 mm
- carico di rottura 30,590 Kg
- carico all'1% di deformazione 26,510 Kg

Carico di esercizio $30,590 \cdot 0,6 = 18,534$ Kg.

Considerando un rilassamento pari al 18%

$$26,510 \cdot 0,82 \cdot 0,85 = 18,477 \text{ Kg}$$

Al fine della determinazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali, si considera la contemporanea azione nella combinazione più sfavorevole di :

- peso proprio
- peso dell'acqua
- precompressione
- spinta del vento
- sovraccarico
- variazioni di temperatura nella parete della vasca.

Ai fini del calcolo della vasca, allo scopo di semplificare la ricerca delle tensioni al contorno, ci si propone di ottenere con l'andamento dei cavi di precompressione un sistema di forze in grado di annullarsi con la spinta dell'acqua.

In questo modo le azioni flessionali al contorno si verificano a vaso vuoto, ottenendo con ciò, l'atto della tesatura dei cavi, un reale collaudo dell'efficienza dell'opera.

- Pannello di copertura

- Analisi dei carichi

a) Peso proprio pannello

$$\text{Lastra} \quad 0,05 \cdot \frac{0,16 + 1,38}{2} \cdot 6,00 = 0,231 \text{ mc}$$

$$\text{Nervatura} \quad 2 \cdot (0,33 - 0,05) \cdot 0,07 \cdot 6,00 = 0,235 \text{ mc}$$

$$\text{Bordo nervatura} \quad 0,15 \cdot 0,05 \cdot 6,00 = \underline{0,045 \text{ mc}}$$

$$0,511 \text{ mc}$$

$$\text{Peso totale} \quad 2.500 \cdot 0,511 = 1.278 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso totale copertura} \quad 1.278 \cdot 30 = 38.340 \text{ Kg}$$

Tale valore è scomponibile in un carico uniformemente distribuito Q_1 in un carico triangolare Q_2 .

Risultante del carico triangolare

$$Q_2 = 0,05 \cdot \frac{6,00}{2} \cdot (1,38 - 0,16) \cdot 2.500 = 458 \text{ Kg}$$

Risultante del carico uniformemente distribuito

$$Q_1 = 1.278 - 458 = 820 \text{ Kg}$$

b) Carico utile

Considerando un carico accidentale di 120 Kg/mq :

$$Q_1^* = 120 \cdot 0,16 \cdot 6,00 = 115 \text{ Kg}$$

$$Q_2^* = 120 \cdot \frac{(1,38 - 0,16)}{2} \cdot 6,00 = 440 \text{ Kg}$$

Il carico accidentale totale risulta quindi :

$$(Q_1^* + Q_2^*) \cdot 30 = (115 + 440) \cdot 30 = 16.650 \text{ Kg}$$

Pertanto il momento massimo risulta :

$$M_{\max} = \frac{(Q_1 + Q_1^*) \cdot 1}{8} + \frac{(Q_2 + Q_2^*) \cdot 1}{7,79} = \frac{(820 + 115) \cdot 5,70}{8} + \frac{(458 + 440) \cdot 5,70}{7,79} = 1.323 \text{ Kgm/pannello}$$

Verifica :

si considerano resistenti le sole nervature :

$$\text{essendo : } b = 14 \text{ cm ; } \quad h = 33 \text{ cm ; } \quad A_f = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ (n. 1 + 1 } \varnothing 16)$$

$$A'f = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (n. 1 + 1 } \varnothing 10)$$

$$\text{risulta : } \sigma_c = 45 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_f = 1.158 \text{ Kg/cm}^2$$

La reazione sul bordo del vaso vale :

$$R = \frac{(Q_1 + Q_1^*)}{2} + \frac{(Q_2 + Q_2^*)}{3} = \frac{(820 + 115)}{2} + \frac{(458 + 440)}{3} = 1.066 \text{ Kg/pannello}$$

Complessivamente sul bordo esterno del vaso :

$$R_{\text{tot}} = 1.066 \cdot 30 = 31.985 \text{ Kg}$$

$$r_1 = \frac{31.985}{6,34 \cdot 2\pi} = 804 \text{ Kg/ml (azione unitaria)}$$

Tale azione viene interamente assorbita dai cavi di precompressione disposti nel vaso.

La reazione sul passo d'uomo vale :

$$R = \frac{(Q_1 + Q_1^*)}{2} + \frac{(Q_2 + Q_2^*)}{3} = 767 \text{ Kg/pannello}$$

$$R_{\text{tot}} = 767 \cdot 30 = 23.005 \text{ Kg}$$

$$r_2 = \frac{23.005}{0,90 \cdot 2\pi} = 4.070 \text{ Kg/ml}$$

Il peso complessivo della copertura è quindi :

$$P_{\text{comp.}} = 31.985 + 23.005 = 54.990 \text{ Kg}$$

- Cordolo di appoggio centrale (Pannelli di copertura)

$$\tau_{\text{int}} = 4.070 \text{ Kg/ml}$$

Peso proprio del cordolo :

$$p \cdot p = 0,30 \cdot 0,20 \cdot 2.500 = 150 \text{ Kg/ml} \quad (\text{azione unitaria})$$

Essendo l'appoggio eccentrico, sul cordolo si sviluppa un momento torcente (uniforme) pari a:

$$M_t = 4.070 \cdot 0,15 + 150 \cdot 0,10 = 625 \text{ Kg} \cdot \text{ml/ml}$$

Per equilibrare questa azione si sviluppa un momento flettente (con asse momento orizzontale) pari a :

$$M_{\text{flett}} = M_t \cdot r = 625 \cdot 1,15 = 719 \text{ Kg} \cdot \text{ml}$$

$$\text{Essendo :} \quad b = 30 \text{ cm} ; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$A_f = A'f = 6,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{risulta} \quad \sigma_c = 24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 665 \text{ Kg/cm}^2$$

- Precompressione a canestro dei vasi conici

Il procedimento di calcolo si articola in due fasi : nella prima si cerca una distribuzione dei cavi di precompressione tale da annullare le trazioni conseguenti ai carichi (fase di progetto) ; nella seconda si determinano le tensioni di parallelo e di meridiano nelle due situazioni di carico limite : vaso pieno e vaso vuoto (fase di verifica).

Il cavo elementare posto teso con forza N è disposto lungo la superficie conica del vaso in modo tale da formare un cappio.

Il canestro completo è costituito dalla ripetizione di n figure elementari fra di loro sfalsate di $\gamma = 2\pi/n$.

L'andamento del cavo è descritto dalla variazione dell'angolo di avvolgimento α in funzione della distanza ρ del vertice.

α = angolo di avvolgimento a distanza dal vertice (angolo fra il cavo ed il parallelo)

$$\alpha = f(\rho)$$

$$r = \rho \cos \vartheta \quad (\text{raggio del parallelo per il punto})$$

$$r' = \rho / \text{tg} \vartheta \quad (\text{raggio della sfera osculatrice al punto})$$

$$r' = r / \text{sen} \vartheta$$

Componendo le forze lungo (α) e $(180^\circ - \alpha)$ nelle due direzioni principali, a distanza dal vertice si hanno pertanto le densità :

$$D_p = \frac{2\pi \operatorname{sen} \alpha}{1} = \frac{n N \operatorname{sen} \alpha}{nr} = \frac{n N \operatorname{sen} \alpha}{n \cdot \rho \cdot \cos} \quad (\text{densità lungo i paralleli})$$

$$D_m = \frac{2\pi \cos \alpha}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{n N \cos^2 \alpha}{r \operatorname{sen} \alpha} = \frac{n N \cos^2 \alpha}{\cos \operatorname{sen} \alpha \pi \rho} \quad (\text{densità lungo i meridiani})$$

Pertanto l'effetto della compressione crea una tensione di meridiano

$$\sigma_m = D_m / s$$

ed una tensione di parallelo :

$$\sigma_p = D_p / s$$

Nel calcolo non sono state introdotte le variazioni di N causate dall'aderenza fra cavo e guaina. Tuttavia ciò è giustificato dal fatto che essendo la precompressione a cavi scorrevoli in guaina sintetica e ingrassata, l'aderenza ha un valore molto modesto e viene evidenziata solo nei primi tempi. A 2 o 3 mesi dal momento del tiro, lo sforzo N è costante in tutto il cavo.

Pertanto è corretto trattare il problema dell'aderenza come una perdita di tensione di valore costante in tutto il tracciato.

Le azioni perpendicolari alle pareti della vasca sono :

- 1) la pressione idrostatica P'_i
- 2) la componente del peso proprio P''_i
- 3) la componente della reazione della copertura P'''_i è l'equivalente delle tensioni iperstatiche dei ritiri differenziali e delle variazioni di temperatura P^{IV}_i
- 4) la pressione di precompressione P_e .

Per l'equilibrio occorre che sia : $P'_i \cdot P''_i \cdot P'''_i \cdot P^{IV}_i = P_e$

Tuttavia per avere la garanzia di escludere nel vaso tensioni di trazione, si adotta un coefficiente 1,2 tale che :

$$1,2 \cdot (P'_i \cdot P''_i \cdot P'''_i \cdot P^{IV}_i) = P_e$$

- Definizione delle singole componenti

1) Definizione di $P'_i = f(\rho)$

Si assume che il vaso sia pieno fino all'orlo.

$$r = \rho \cos \vartheta$$

$$h = (R - \rho \cos \vartheta) \operatorname{tg} \vartheta$$

$$P'_i = \gamma_L \cdot h = \gamma_L (R \operatorname{tg} \vartheta - \rho \operatorname{sen} \vartheta)$$

2) Definizione di $P''_i = f(\rho)$

Si assume uno spessore s e un peso specifico

Una superficie unitaria ha peso $q = \gamma_c \cdot s$

La componente $P''_i = \gamma_c \cdot s \cdot \cos \vartheta$

Per uno spessore costante $P''_i = \text{costante}$.

3) Definizione di $P'''_i = f(\rho)$

Una parte deve contrastare la reazione della copertura, supposta distribuita lungo il vaso.

In generale esisterà una componente verticale Q ed una orizzontale H .

La componente risultante nella direzione normale alla parete sarà :

$$W = q \cos \vartheta - h \operatorname{sen} \vartheta \quad \text{dove :}$$

$$q = \frac{Q}{2\pi R} \quad h = \frac{H}{2\pi R}$$

Tale componente è equivalente (come risultante) ad una pressione distribuita lungo il meridiano secondo una legge :

$$P = y \cdot \rho^4$$

Per definire la costante y si ricorre alla suddetta equivalenza :

$$\int_0^{\rho_{\max}} y \cdot \rho^4 \cdot \frac{\rho}{\rho_{\max}} d\rho = w$$

$$y \cdot \frac{\rho_{\max}^6}{6 \rho_{\max}} = w$$

$$\text{E' quindi :} \quad y = \frac{6w}{\rho_{\max}^5}$$

e perciò l'azione W della copertura è equivalente alla pressione :

$$\rho''' = \frac{6W}{\rho_{\max}^5} \cdot \rho^4$$

4) Definizione di $P^{IV}_i = f(\rho)$

Una parte deve equivalere a una tensione di compressione costante nella direzione parallela del vaso (assorbimento di ΔT)

$$S = \sigma \cdot s \rightarrow P^{IV}_i = S \cdot \operatorname{tg} \vartheta / \rho = \sigma_r \cdot s \cdot \operatorname{tg} \vartheta / \rho$$

pressione equivalente allo $\sigma_r =$ tensione residua sul vaso con parte di spessore (s).

- Conclusioni

Pertanto il tracciato del cavo $\rho = f(\vartheta)$ si ottiene risolvendo l'equazione :

$$P_e = 1,2 \left[\gamma_L (\operatorname{Rtg} \vartheta - \operatorname{sen} \vartheta) + \gamma_c \cdot s \cdot \cos \vartheta + \frac{\sigma_r \cdot s \cdot \operatorname{tg} \vartheta}{\rho} + \frac{\sigma W \rho^4}{\rho_{\max}^5} \right]$$

$$P_e = \frac{n N \cos^2 \alpha \operatorname{sen} \vartheta}{\pi \rho^2 \cos^2 \vartheta \operatorname{sen} \alpha}$$

- Calcolo delle sollecitazioni lungo i paralleli

$$\sigma_p = S_2/s = P_{\text{tot}} r'/s$$

Dove a vaso pieno :

$$P_{\text{tot}} = P_e - (P'_i + P''_i + P'''_i + P^{IV}_i)$$

A vaso vuoto :

$$P_{\text{tot}} = P_e - (P''_i + P'''_i + P^{IV}_i)$$

- Calcolo delle sollecitazioni lungo i meridiani

$$\sigma_m = S_{1\text{tot}}/s$$

Dove a vaso pieno :

$$S_{1\text{tot}} = S'_i + S''_i + S'''_i + S^{IV}_i$$

dove le componenti di sollecitazioni sono rispettivamente :

$$S'_1 = -\frac{\gamma_L}{2\text{sen}\vartheta} - \frac{1}{3} \frac{(R-r)^2 (2r+R)}{r} \text{tg}\vartheta$$

azione dell'acqua

$$S''_1 = \frac{-\gamma_c \cdot s}{\text{sen} 2\vartheta} \cdot \frac{R^2 - r^2}{r}$$

azione del peso proprio

$$S'''_1 = -\frac{q \cdot 2\pi \cdot R \text{sen}\vartheta - h \cdot 2\pi \cdot R \cdot \cos\vartheta}{2 \cdot \pi \cdot r}$$

azione della copertura

$$S^{IV}_1 = -\frac{\pi \cdot N \cdot \text{sen}\alpha}{\pi \cdot \rho \cdot \cos\vartheta}$$

azione della precompressione

A vaso vuoto : $S_{\text{tot}} = S''_1 + S'''_1 + S^{IV}_1$

Si allega il tabulato di calcolo.

- Meccanismo oscillatorio della struttura

In un serbatoio pensile realizzato con questa tipologia, il comportamento oscillatorio è molto prossimo a quello della mensola con una massa concentrata in sommità.

Volendo però considerare rigorosamente gli effettivi modi di oscillare della struttura si giunge alle seguenti conclusioni :

- Il primo modo di oscillare coinvolge quasi esclusivamente la parte d'acqua 1, che può essere considerata libera di oscillare, il suo periodo proprio è molto vicino a quello della oscillazione rigida di quella massa, e, quindi, molto alto.
- Il secondo modo è essenzialmente quello che competerebbe alla massa 2, comprendente il vaso e la parte d'acqua considerata solidale al vaso ; la massa (1) ha movimenti molto minori, (praticamente resta ferma) ; è questo essenzialmente il comportamento di uno oscillatore semplice.
- Il terzo modo coinvolge essenzialmente la massa del fusto (massa 3), con modesti spostamenti per le masse (2) e (3).

L'analisi condotta prevede anche gli effetti collegati al primo ed al terzo modo di oscillare in quanto si è tenuto conto della mobilità dell'acqua attraverso gli effetti di 2° ordine, e l'influenza della massa del fusto è stata considerata sommandone la metà alla massa concentrata in sommità.

Questo modo di procedere è cautelativo in quanto altri procedimenti, ad esempio quello di Rayleigh, consigliano di incrementare la massa in sommità solo di circa il 30% di quella distribuita ; inoltre tutta la massa dell'acqua è stata considerata facente parte della massa concentrata, mentre in effetti una parte di questa, in virtù della sua mobilità, non è coinvolta dalle oscillazione della struttura.

- Effetto della mobilità del liquido

Se il vaso si inclina dell'angolo φ ruotando attorno al vertice 0 si sposta una quantità di liquido provocando un momento addizionale.

In pratica tutto avviene come se il baricentro del liquido G fosse più alto di una quantità g che può essere calcolata immaginando lo spostamento del liquido contenuto in una tazza sfe-

rica tangente alla tazza reale nella linea del bagnasciuga.

Il volume della calotta sferica vale : $V' = 1/3 \cdot \pi \cdot s^2 (3r - s)$

Dove : $r = \frac{h \cos \vartheta}{\sin^2 \vartheta} s$ $s = \frac{h \cos \vartheta}{\sin^2 \vartheta} \cdot (1 - \cos \vartheta)$

Il baricentro della calotta dista dal centro della sfera.

$$X_0 = \frac{3}{4} \cdot \frac{(2 \cdot r - s)^2}{3r - s}$$

Pertanto la rotazione φ crea un momento conseguente allo spostamento dello specchio liquido che vale $M' = P'$ e dove : $e = X_0 \cdot \rho$.

$$M' = \gamma \cdot \varphi \cdot \left[\frac{3}{4} \cdot \frac{(2 \cdot r - s)^2}{3r - s} \right] \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \pi s^2 (3r - s) \right] = \gamma \cdot \varphi \cdot \frac{\pi}{4} \cdot s^2 (2r - s)^2$$

Il volume totale e quindi il peso del liquido contenuto nel cono valgono :

$$V = \pi/3 \cdot h^3 / \text{tg}^2 \vartheta$$

$$p = \gamma \cdot \pi/3 \cdot h^3 / \text{tg}^2 \vartheta$$

per cui l'eccentricità del carico totale vale :

$$e_t = M'/p \quad \text{e quindi} \quad g = e_t / \varphi = 3/4 \cdot s^2 (2r - s)^2 \cdot \text{tg}^2 \vartheta / h^3$$

$$\text{semplificando} \quad g = 3/4 \cdot h / \text{tg}^2 \vartheta \quad (\text{innalzamento del baricentro})$$

Essendo il baricentro del cono a 3/4 dal vertice, si ha ai fini nostri è come se il baricentro fosse ad una altezza sopra il vertice del cono :

$$h' = \frac{3}{4} \cdot h \cdot \left(\frac{1}{\text{tg}^2 \vartheta} \cdot 1 \right) = \frac{3}{4} \cdot \frac{h}{\sin^2 \vartheta}$$

Concludendo, per tener conto della mobilità del liquido è sufficiente concentrare tutto il peso del liquido in un punto G' alto sul vertice.

$$h' = 3/4 \cdot h / \sin^2 \vartheta$$

Per valutare l'effetto dinamico sulla massa d'acqua si ipotizza $e^* = 2 \cdot e$

ciò può essere equiparato a una rotazione rigida φ attorno a un centro C tale che :

$$X_0^{\bullet} = 2 \cdot X_0 \quad \text{da cui} \quad M^{\bullet\bullet} = p \cdot e^{\bullet} = p' X_0^{\bullet} \cdot \varphi = \gamma \cdot \pi/2 s^2(2r - s)^2$$

L'eccentricità del carico totale vale : $e_t^{\bullet} = M^{\bullet\bullet}/p$ e quindi

$$g^{\bullet} = \frac{e_t^{\bullet}}{\varphi} = \frac{M^{\bullet\bullet}}{p} \cdot \frac{1}{\varphi} = \gamma \cdot \varphi \cdot \frac{\pi}{2} \cdot s^2 (2 \cdot r \cdot s)^2 \cdot \frac{1}{\frac{\pi}{3} \cdot \frac{h^3}{tg^2 g}} \cdot 1 = \frac{3}{2} \cdot s^2 (2r - s)^2 \frac{tg^2 g}{h^3}$$

$$g^{\bullet} = \frac{3}{2} \cdot \frac{h}{tg^2 g} \quad \text{da cui} \quad h^{\bullet} = \frac{3}{2h} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{h}{tg^2 g} = \frac{3}{4} h \left(1 + \frac{1}{tg^2 g} \right)$$

- Deformabilità delle fondazioni

Per determinare K_f occorre valutare le caratteristiche geologiche del terreno. Intendiamo calcolare il parametro K_f tale che se φ è la rotazione della fondazione conseguente a un momento M , sia $M = K_f \cdot \varphi$.

Il carico massimo sul terreno vale : $\sigma_t = \pm M/J \cdot D/2$

L'abbassamento massimo sul terreno vale : $\mu = \sigma_t/K_t$

La rotazione vale : $\varphi = 1/K_t \cdot M/J \quad J \cdot K_t = M/\varphi = K_f$

$$K_f = J \cdot K_t = \pi \cdot D^4/64 \cdot K_t$$

Esprimendo K_t in ton/mc.

- Per terreni argillosi $1.000 < K_t < 5.000$
- Per terreni sabbiosi $2.000 < K_t < 10.000$
- Per palificare $5.000 < K_t < 10.000$

E' opportuno considerare : $K^*f = 0,8 K_f$

Avendo quantificato gli effetti della mobilità del liquido e della deformabilità della fondazione, si calcolano le caratteristiche elastiche dello stelo, considerandolo plasticizzato per una lunghezza l_1 sopra l'incastro.

$$\alpha = H \left[\frac{1}{K_f} - (1_2 - 1_3) \cdot \frac{1_1}{E_1} \cdot J + \frac{1_1^2}{2E_1} \cdot J + \frac{1_2^2}{2E_2} \cdot J \right]$$

$$\alpha = H \cdot C_2$$

$$\alpha = H \left[\begin{array}{l} \frac{1^2}{K_f} + \frac{1_1^3}{3E_1} \cdot J + \frac{(1_2 + 1_3)1_1^2}{2E_1} \cdot J + \frac{(1_2 + 1_3)1_1 \cdot 1_2}{E_1} \cdot J + \frac{1_1^2 \cdot 1_2}{2E_1} \cdot J + \frac{1_2^3}{3E_2} \cdot J + \frac{1_2^2 \cdot 1_3}{2E_2} \cdot J + \\ \frac{1_1(1_2 + 1_3)1_3}{E_1} \cdot J + \frac{1_1^2 \cdot 1_3}{2E_1} \cdot J + \frac{1_2 \cdot 1_3^2}{E_2} \cdot J + \frac{1_2^2 \cdot 1_3}{2E_2} \cdot J \end{array} \right]$$

$$f = H \cdot C_1$$

L'ampiezza della zona plasticizzata può essere determinata scegliendo il maggiore fra $l_1 = 3$

\emptyset e $l_1 = 0,2 l$

- Il modello strutturale lineare equivalente più semplice e che ha le medesime rigidezze C_1 e C_2 della struttura in esame è quello indicato a lato

$$f = H \cdot h_4 / K = C_1 \cdot H$$

$$\alpha = H \cdot h_4 / K = C_2 \cdot H$$

$$\text{Da deriva : } h_4 = C_1 / C_2$$

$$K = C_1 / C_2^2$$

$$h_5 = h_6 - (l - h_4)$$

- Determinazione del carico critico (P_{crit})

Condizione di equilibrio al collasso :

$$P_{crit} \cdot f = H \cdot \alpha$$

$$\text{ma : } f = H \cdot h_f^2 / H; \quad = H \cdot h_4 / K$$

E' quindi :

$$f = \alpha \cdot h_4$$

Risulta perciò :

$$P_{crit} \cdot \alpha \cdot h_4 = K$$

$$\text{ma : } h_4 = C_1 / C_2; \quad K = C_1 / C_2^2$$

Il carico critico può quindi essere espresso come :

$$P_{crit} = C_1 / C_2^2 \cdot C_1 / C_2 = 1 / C_2$$

Condizione di sicurezza :

$$\text{Indicando } P / P_{crit} = \beta < 1$$

$$\text{risulta } \beta = P \cdot C_2 < 1$$

- Calcolo delle caratteristiche oscillatorie e delle sollecitazioni

Con un modello elastico equivalente vengono calcolate le caratteristiche deformative ed oscillatorie della struttura.

Il modello mette in conto la possibilità che, in condizioni prossime al cedimento, lo stelo risulti plasticizzato alla base ; sono inoltre quantificate sia la mobilità del liquido contenuto nella vasca che la deformabilità della fondazione. Nel calcolo delle sollecitazioni sono messi gli effetti del 2° ordine (incremento della deformazione conseguente allo sforzo normale) ; la snellezza della struttura è quindi valutata in condizioni di materiali con rigidità ridotta dalla plasticizzazione allo stato limite ultimo.

Il sito di costruzione non è classificato sismico.

Per la quantificazione della azione del vento, si fa riferimento alla proposta C.N.R. del giugno 1980 (EUROCODICE), in quanto da questa risulta una più articolata e cautelativa valutazione dell'azione eolica, considerando sia gli effetti dinamici che quelli aeroelastici.

Il calcolo è sviluppato sia considerando lo stelo plasticizzato alla base che considerando lo stelo interamente elastico, il primo schema fornisce le sollecitazioni più gravose con l'azione del vento, incrementando sia il periodo proprio di oscillazione sia il periodo proprio di oscillazione che le deformazioni, e quindi gli effetti del 2° ordine.

Sono allegati i tabulati di calcolo.

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI
CHE INVESTONO IL SERBATOIO PENSILE

DIAMETRO ESTERNO DELLO STELO	=	metri	2.6
DIAMETRO INTERNO DELLO STELO	=	metri	2
DIAMETRO DELLA FONDAZIONE	=	metri	8
AREA DELLA SEZIONE MAX DEL VASO	=	mq	55
ALTEZZA FONDO VASCA	=	metri	30
INCLINAZIONE PARETE VASCA	=	gradi	48.1667
COEFFICIENTE ELASTICO DEL SUOLO	=	tonn/mc.	7000
PESO DELLA VASCA COMPRESO TUBO CENTRALE E COPERTURA	=	tonn	138
PESO DEL LIQUIDO	=	tonn	200
ECCENTRICITÀ DI COSTRUZIONE	=	ml	0.1
MODULO ELASTICO DEL CALCESTRUZZO	=	tonn/mq	2400000
MODULO ELASTO-PLASTICO DEL CALCESTRUZZO	=	tonn/mq	900000

COEFFICIENTE DI RIGIDEZZA FLEX. DELLA FONDAZIONE	=	tonn*ml	1125949
PESO DELLO STELO	=	tonn	159.3262
PESO TOTALE (VASCA+STELO+LIQUIDO)	=	tonn	497.3262

== MODELLO ELASTICO EQUIVALENTE ==

** VASO PIENO **

ALTEZZA DEI BARICENTRI SULLO SPICCATO DI FONDAZIONE

ACQUA CONTENUTA NELLA VASCA	=	ml	33.17693
VASCA	=	ml	33.41333
META' SUPERIORE DELLO STELO	=	ml	22.05
ALTEZZA COMPLESSIVA	=	ml	38.80968
DEFORMABILITA' COMPLESSIVA ALLA ROTAZIONE (C2)	=	1/tonn	3.667803E-04
DEFORMABILITA' COMPLESSIVA ALLA TRASLAZIONE (C1)	=	ml/tonn	1.137467E-02
LUNGHEZZA DELL'ASTA MOBILE EQUIVALENTE	=	ml	31.01222
RIGIDEZZA DELLA MOLLA TORSIONALE EQUIVALENTE	=	tonn*ml	84552.58
CARICO CRITICO (Pcrit)	=	tonn	2726.428
BETA (Peff./Pcrit)	=		0.1531906
DELTA STATICO	=	ml	4.75078
PERIODO PROPRIO DI OSCILLAZIONE	=	sec.	4.751558
ALTEZZA DEL BARICENTRO COMPLESSIVO (H6)	=	ml	31.13274
ALTEZZA DEL BARICENTRO COMPLESSIVO SULLA CERNIERA EQUIVALENTE	=	ml	23.33528

**** VASO VUOTO ****

ALTEZZA DEL BARICENTRO SULLO SPICCATO DI FONDAZIONE

VASCA	=	ml	33.41333
META' SUPERIORE DELLO STELO	=	ml	22.05
DEFORMABILITA' COMPLESSIVA ALLA ROTAZIONE (C2)	=	1/tonn	2.965898E-04
DEFORMABILITA' COMPLESSIVA ALLA TRASLAZIONE (C1)	=	ml/tonn	7.794892E-03
LUNGHEZZA DELL'ASTA MOBILE EQUIVALENTE	=	ml	26.28173
RIGIDEZZA DELLA MOLLA TORSIONALE EQUIVALENTE	=	tonn*ml	88613.04
CARICO CRITICO (Pcrit)	=	tonn	3371.66
BETA (Peff./Pcrit)	=		6.455665E-02
DELTA STATICO	=	ml	1.69666
PERIODO PROPRIO DI OSCILLAZIONE	=	sec.	2.701687
ALTEZZA DEL BARICENTRO COMPLESSIVO (H6)	=	ml	29.25444
ALTEZZA DEL BARICENTRO COMPLESSIVO SULLA CERNIERA EQUIVALENTE	=	ml	22.12283

VELOCITA' DI RIFERIMENTO	=	m/sec.	32
COEFFICIENTE LOCALE (alfa L)	=		1.1
INDICE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO	=		1
COEFFICIENTE K3 DI INTERAZIONE CARICO-STRUTTURA	=		3
ALTEZZA TOTALE DELLA STRUTTURA	=	ml	35.42
QUOTA DELL'ELEMENTO CONSIDERATO	=	ml	35.42
VITA DI PROGETTO DELLA STRUTTURA	=	anni	30
VELOCITA' DI PROGETTO	=	m/sec.	56.0316
PRESSIONE CINETICA	=	kg/mq.	200.0217
TAU	=		0.32
TETA	=		0.6
PRESSIONE DINAMICA	=	kg/mq	263.673
NUMERO DI STROUHAL	=		0.25
LARGHEZZA MEDIA DELLA COSTRUZIONE	=	ml	2.6
VELOCITA' CRITICA DI RISONANZA	=	m/sec.	2.188756
DECREMENTO LOGARITMICO DI SMORZAMENTO	=		0.15
PRESSIONE DI RISONANZA	=	kg/mq	1.09405

== SOLLECITAZIONI ==

**** VASO PIENO ****

ECCENTRICITA' TOTALE MAX.	=	ml	0.3524117
PESO (sismico)	=	tonn.	417.6631
SPINTA ORIZZONTALE COMPLESSIVA	=	tonn.	19.18432
MOMENTO MAX. ALLA BASE	=	tonn.*ml	502.0461
SFORZO NORMALE	=	tonn.	497.3262

**** VASO VUOTO ****

ECCENTRICITA' TOTALE MAX.	=	ml	0.298885
PESO (sismico)	=	tonn.	217.6631
SPINTA COMPLESSIVA	=	tonn.	19.18432
MOMENTO MAX. ALLA BASE	=	tonn.*ml	419.9129
SFORZO NORMALE	=	tonn.	297.3262

- Verifiche della sezione di incastro

Le verifiche a presso-flessione della sezione di incastro alla base dello stelo sono svolte sia con il metodo delle tensioni ammissibili sia con quelle agli stati limite ultimi.

Con il primo metodo le tensioni risultano ampiamente ammissibili.

Con il metodo agli stati limite ultimi, il coefficiente di sicurezza nei confronti delle azioni risulta in ogni condizione, ampiamente maggiore di 1,5 (minimo da Normativa).

E' opportuno far notare come nelle verifiche si sia cautelativamente trascurata l'area di ferro corrispondente ai profilati di raccordo stelo - fondazione.

Armatura = 23 + 18 \varnothing 22

Raggio esterno sezione = cm 130

Raggio interno sezione = cm 100

Armatura circonferenza esterna = cmq 87

Raggio armatura circonferenza esterna = cmq 87

Armatura circonferenza interna = cmq 69

Raggio armatura circonferenza interna = cm 105

Rapporto dei moduli elastici (Ea/Eb) = 15

VERIFICA SEZIONE ANULARE PRESSOINFLESSA

*** DATI IN INGRESSO ***

Raggio esterno sezione anulare	(cm)	Re = 130
Raggio interno sezione anulare		Ri = 100
Numero circonferenze armatura	/	N1 = 2
Raggio circonferenza armatura n. 1	(cm)	R 1 = 125
Area armatura circonferenza n. 1	(cmq)	R 1 = 87
Raggio circonferenza armatura n. 2	(cm)	R 2 = 105
Area armatura circonferenza n. 2	(cmq)	R 2 = 69
Coeff. di omogeneizzazione	/	NO = 15
Sforzo normale	(t)	N = 497
Momento flettente	(tm)	M = 502

*** RISULTATI ***

Asse neutro	(cm)	Y = 142.7777
Compressione calcestruzzo	(Kg/cmq)	Sc = -73.20794
Trazione armatura		Sf = 863.1136
Compressione armatura		S'f = -1059.664

VERIFICA SEZIONE ANULARE PRESSOINFLESSA

*** DATI IN INGRESSO ***

Raggio esterno sezione anulare	(cm)	Re = 130
Raggio interno sezione anulare	" "	Ri = 100
Numero circonferenze armatura	/	N1 = 2
Raggio circonferenza armatura n. 1	(cm)	R 1 = 125
Area armatura circonferenza n. 1	(cmq)	R 1 = 87
Raggio circonferenza armatura n. 2	(cm)	R 2 = 105
Area armatura circonferenza n. 2	(cmq)	R 2 = 69
Coeff. di omogeneizzazione	/	NO = 15
Sforzo normale	(t)	N = 297
Momento flettente	(tm)	M = 420

*** RISULTATI ***

Asse neutro	(cm)	Y = 103.1774
Compressione calcestruzzo	(Kg/cmq)	Sc = -65.14557
Trazione armatura	" "	Sf = 1437.897
Compressione armatura	" "	S'f = -929.8291

DATI INIZIALI :

=====

Re raggio esterno sezione = cm
130
Ri raggio interno sezione = cm
100
Rae raggio armatura esterna = cm
125
Ae area armatura esterna = cmq
87
Rai raggio armatura interna = cm
105
Ai area armatura interna = cmq
69
Rbk resistenza caratteristica del cls = kg/cmq
300
Fe tipo di acciaio :
44
Cs controllo in stabilimento :
si
Fyk tensione caratteristica di snervamento = kg/cmq
4400
Nd sforzo normale di calcolo = kg
497000
Md momento flettente di calcolo = kg.cm
5.02E+07

RISULTATI 1a VERIFICA :

Xs rapporto adimensionale X/r =
.6589999
X asse neutro = cm
85.66998
Mu momento ultimo = kg.cm
1.582315E+08
Ks coefficiente di sicurezza =
3.152021

RISULTATI 2a VERIFICA :

Xs rapporto adimensionale X/r =
1.47
X asse neutro = cm
191.1
Nu sforzo normale ultimo = kg
1598547
Mu momento ultimo = kg.cm.
1.615649E+08
Ks coefficiente di sicurezza =
3.218423

DATI INIZIALI :

Re raggio esterno sezione = cm
130
Ri raggio interno sezione = cm
100
Rae raggio armatura esterna = cm
125
Ae area armatura esterna = cmq
87
Rai raggio armatura interna = cm
105
Ai area armatura interna = cmq
69
Rbk resistenza caratteristica del cis = kg/cmq
300
Fe tipo di acciaio :
44
Cs controllo in stabilimento :
si
Fyk tensione caratteristica di snervamento = kg/cmq
4400
Nd sforzo normale di calcolo = kg
297000
Md momento flettente di calcolo = kg.cm
4.2E+07

RISULTATI 1a VERIFICA :

Xs rapporto adimensionale X/r =
.5279999
X asse neutro = cm
68.63998
Mu momento ultimo = kg.cm
1.458378E+08
Ks coefficiente di sicurezza =

RISULTATI 2a VERIFICA :

Xs rapporto adimensionale X/r =
1.201
X asse neutro = cm
156.13
Nu sforzo normale ultimo = kg
1225350
Mu momento ultimo = kg.cm.
1.733991E+08
Ks coefficiente di sicurezza =
4.128549

- Vasca a terra / Pilastrini di fondazione

(Elementi provvisori)

$$P = 138 \text{ tonnellate}$$

$$\text{Spinta del vento} = 150 \text{ Kg/mq} \quad F_v = 0,15 \cdot 55 \cdot 0,35 = 2,89 \text{ tonn.}$$

$$\begin{array}{lll} \text{Si adottano n. 7 pilastrini } \varnothing 146 & s = 8 \text{ mm} & A = 34,66 \text{ cmq} \\ & \text{piastra } \varnothing 240 & s = 24 \text{ mm} \quad \text{con n. 6 fori} \end{array}$$

$$M_1 = \frac{2890 \cdot 1,80}{2 \cdot 7} = 372 \text{ Kgm}$$

$$\text{Baricentro del vaso} = 3,80 \text{ ml}$$

$$M_2 = 2890 \cdot 3,80 = 10982 \text{ Kgm}$$

Dal momento che il baricentro delle masse non coincide con quello delle sezioni resistenti, risulta un momento secondario M_2^* determinato dalla eccentricità (e_2) fra i due baricentri

$$e_2 = 1/8 \cdot 1,15 = 0,144 \text{ ml}$$

$$M_2^* = e_2 \cdot N = 0,144 \cdot 138 = 19,88 \text{ tonn.} \cdot \text{ml}$$

$$M_{2\text{tot}} = M_2 + M_2^* = 10982 + 19880 = 30862 \text{ Kgm}$$

$$\text{Momento di inerzia della punteggiata} : J_p = 7 \cdot 1,15^2/2 = 4,63 \text{ mq/pil.}$$

$$\text{Modulo di resistenza} : \quad W_p = 4,63/1,15 = 4,02 \text{ ml/pil.}$$

$$N = \frac{138}{7} \pm \frac{30,86}{4,02} = -19,71 \pm 7,66 \int_{-12,05 \text{ ton}}^{-27,37 \text{ ton.}}$$

$$\lambda = \frac{B_{lo}}{i_{\min}} = \frac{180}{4,89} = 37 \quad W = 1,06$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,06 \cdot 27370}{34,66} \pm \frac{37200}{113,42} = 837 \pm 328 = \int_{-509 \text{ Kg/cm}^2}^{+1165 \text{ Kg/cm}^2}$$

- Calcolo dei pilastrini di collegamento vaso - stelo

$$\text{A vaso vuoto} \quad P = 138 \text{ tonnellate}$$

$$\text{Spinta del vento} = 0,263 \text{ tonn./mq}$$

$$F^* = 55 \cdot 0,263 \cdot 0,35 = 5,06 \text{ tonn.}$$

Adottando n. 8 pilastri \varnothing 146 s = 8 mm
 piastre \varnothing 240 s = 20 mm

$$M_1 = \frac{1,50 \cdot 5060}{2 \cdot 8} = 474 \text{ Kgm}$$

Baricentro del vaso = $2/3 \cdot 5,70 = 3,80$ ml

$$M_2 = 5060 \cdot 3,80 = 19228 \text{ Kgm}$$

Momento di inerzia della punteggiata : $J_p = 8 \cdot 1,15^2/2 = 5,29$ mq/pil.

Modulo di resistenza : $W_p = J_p/r = 5,29/1,15 = 4,6$ ml/pil.

$$N = \frac{P}{n} \pm \frac{M_2}{W_F} = \frac{138}{8} \pm \frac{19,23}{4,60} = -17,25 \pm 4,18 \int_{-13,07 \text{ ton.}}^{-21,43 \text{ ton.}}$$

Nei pilastrini :

$$\lambda = \frac{B_{lo}}{i} = \frac{150}{4,89} = 30,7 \quad W = 1,04$$

$$\sigma_f = - \frac{21430 \cdot 1,04}{34,66} \pm \frac{47400}{113,42} = - 637 \pm 418 = \int_{-225 \text{ Kg/cm}^2}^{-1061 \text{ Kg/cm}^2}$$

Sotto le flange

$$\sigma_f = - \frac{21430 \cdot 1,04}{452} \pm \frac{47400}{1357} = - 47 \pm 35 = \int_{-12 \text{ Kg/cm}^2}^{-82 \text{ Kg/cm}^2}$$

- Sollecitazioni alla base dello stelo :

A vaso pieno :

$$N_{\max} = 497,3 \text{ tonn.} \quad N_{\max} = 502,0 \text{ tonn.} \cdot \text{ml}$$

$$H = 109,2 \text{ tonn.}$$

Peso plinto :

$$\frac{0,60 \cdot \pi}{3} \cdot (1,50^2 + 4,00^2 + 1,50 \cdot 4,00) + 1,40 \cdot \pi \cdot 4,00^2 = 85,6 \text{ mc}$$

$$\text{Peso} = 85,6 \cdot 2,50 = 214 \text{ tonn.}$$

$$N_{\text{tot}} = 497 + 214 = 711 \text{ tonn.}$$

- Calcolo della palificata

Per il calcolo della palificata di fondazione si è fatto riferimento ai dati risultanti dalle prove penetrometriche.

Si è adottato pertanto un palo trivellato in c.a. avente lunghezza di 11 metri e diametro 80 cm.

I parametri di calcolo sono riportati nella succitata relazione.

Il numero di pali costituente la palificata è pari a 8 disposti su una circonferenza avente diametro di 6,8 metri.

Le azioni individuate sono pari a :

$$N = 497 + 214 = 711 \text{ t}$$

$$M = 502 + 2 \cdot 19,2 = 540,4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$n = 8 \text{ pali}$$

$$J \text{ pali} = 8/2 \cdot 3,4^2 = 46,24 \text{ per palo}$$

$$W = 46,24/3,4 = 13,6 \text{ per palo}$$

$$N \text{ palo} = 711/8 + 540,4/13,6 = 129 \text{ t}$$

- Calcolo delle sollecitazioni sul plinto

Il momento viene calcolato su una linea diametrale passante per il baricentro dei carichi trasmessi dallo stelo relativi a metà sezione, ciò è lecito essendo lo stelo a forte spessore rispetto al diametro delle fondazioni.

$$e_1 = \left[\left(\frac{4}{3} \cdot \pi \right) \right] \cdot \left(\frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \right) = 0,74 \text{ ml} \quad (R = 1,30 \text{ ml} \quad r = 1,00)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{502}{497} = 1,01 \text{ ml} \geq 0,74 \text{ ml}$$

Si assume $e = 0,74 \text{ ml}$

$$\begin{aligned} M &= [1 \cdot 69 \cdot (3,40 - 0,74)] + [2 \cdot 65 \cdot (2,95 - 0,74)] + [2 \cdot 55,3 \cdot (1,70 - 0,74)] = \\ &= 184 + 288 + 106 = 578 \text{ tonn} \cdot \text{ml} \end{aligned}$$

- Calcolo dell'armatura del plinto

Disponiamo l'armatura in quattro direzioni principali in modo tale che nella linea diametrale sia:

$$A_{f_{tot}} = A_f + 2 \cdot A_f/2 = 2,41 A_f$$

Confezionando con (9 + 9) \varnothing 22 nella fascia centrale e (6 + 6) \varnothing 20 nelle due fasce laterali corrispondenti a $106 \cdot 2,41 = 256$ cmq nella linea diametrale verificando per $M = 578$ tonni ml.

$$b = 300 \text{ cm} \quad h = 200 \text{ cm} \quad h' = 195 \text{ cm} \quad n = 15$$

$$\text{si ottiene :} \quad \sigma_c = - 36 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_f = + 1254 \text{ Kg/cm}^2.$$

Adottiamo calcestruzzo con $R'_{bk} = 250 \text{ Kg/cm}^2$ e tondino tipo FeB 44K.

3.11.2 Dimensionamento del serbatoio pensile nella tipologia b)

- Copertura: è costituita da pannelli prefabbricati in semplice appoggio sul bordo esterno della vasca e sul tubo di ispezione interno.
- Vasca: è in continuità col relativo fondo. Ha forma di tronco di cono retto con un'apertura di $41^\circ 80'$. Lo spessore della parete è costante, pari a 15 cm. Ha una capacità utile di mc 300.
- Fondo vasca: è in continuità sia con la parete della vasca sia col tubo per l'ispezione. Ha forma toroidale a sezione trapezia notevolmente massiccia.
- Tubo per l'ispezione: è costituito da elementi prefabbricati di forma cilindrica e sovrapposti.
- Pilastri di sostegno del vaso: sono in tubo Mannesmann a forte spessore. Flange saldate all'estremità consentono il fissaggio allo stelo e al fondo vasca.
- Stelo: ha forma cilindrica con parete di grande spessore. E' incastrato alla base del plinto, ove presenta anche il vano per la realizzazione della porta di accesso per il passaggio delle condotte. Ha diametro esterno di ml 3,60 e interno di ml 2,80.
- Plinto: è costituito da cilindri concentrici sovrapposti di raggio variabile. Consente di ripartire lo sforzo trasmesso dallo stelo, distribuendolo sul terreno e sulla palificata di fondazio-

ne.

- Materiale impiegato per la costruzione: ad esclusione dei pilastri di sostegno della vasca, che sono in acciaio, gli altri elementi che costituiscono il serbatoio saranno realizzati in cls. avente una resistenza media di prelievo di 300 Kg/cm^2 per lo stelo, di 350 Kg/cm^2 per la vasca e di 250 Kg/cm^2 per il plinto di fondazione.

Per l'armatura del cls. si impiegherà ferro tondo o reti di ferro tondo in Fe B 44 K controllato in stabilimento, con una percentuale minima di 40 Kg/mc.

Negli elementi con forti sollecitazioni di trazione, al fine di escludere il pericolo della fessurazione verrà eseguita la precompressione a cavi scorrevoli protetti contro la corrosione.

A tal fine verranno utilizzati cavi Dyform $\varnothing 0,6''$, aventi le seguenti caratteristiche :

- diametro nominale 15,22 mm
- carico di rottura 30,590 Kg
- carico all'1% di deformazione 26,510 Kg

Carico di esercizio $30,590 \cdot 0,6 = 18,534 \text{ Kg}$.

Considerando un rilassamento pari al 18%

$$26,510 \cdot 0,82 \cdot 0,85 = 18,477 \text{ Kg}$$

Al fine della determinazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali, si considera la contemporanea azione nella combinazione più sfavorevole di :

- peso proprio
- peso dell'acqua
- precompressione
- spinta del vento
- sovraccarico.

Ai fini del calcolo della vasca, allo scopo di semplificare la ricerca delle tensioni al contorno, ci si propone di ottenere con l'andamento dei cavi di precompressione un sistema di forze in grado di annullarsi con la spinta dell'acqua.

In questo modo le azioni flessionali al contorno si verificano a vaso vuoto, ottenendo con ciò, l'atto della tesatura dei cavi, un reale collaudo dell'efficienza dell'opera.

- Pannello di copertura

- Analisi dei carichi

a) Peso proprio pannello

$$\text{Lastra} \quad 0,05 \cdot \frac{0,23 + 1,75}{2} \cdot 7,57 = 0,375 \text{ mc}$$

$$\text{Nervatura} \quad 2 \cdot (0,35 - 0,05) \cdot 0,11 \cdot 7,57 = 0,499 \text{ mc}$$

$$\text{Bordo nervatura} \quad 0,12 \cdot 0,05 \cdot 7,57 = \underline{0,045 \text{ mc}}$$

$$0,919 \text{ mc}$$

$$\text{Peso totale} \quad 2.500 \cdot 0,919 = 2.298 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso totale copertura} \quad 2.298 \cdot 30 = 68.940 \text{ Kg}$$

Tale valore è scomponibile in un carico uniformemente distribuito Q_1 e in un carico triangolare Q_2 .

Risultante del carico triangolare

$$Q_2 = 0,05 \cdot \frac{7,57}{2} \cdot (1,75 - 0,23) \cdot 2.500 = 719 \text{ Kg}$$

Risultante del carico uniformemente distribuito

$$Q_1 = 2.298 - 719 = 1.579 \text{ Kg}$$

b) Carico utile

Considerando un carico accidentale di 120 Kg/mq :

$$Q_1^* = 120 \cdot 0,23 \cdot 7,57 = 208 \text{ Kg}$$

$$Q_2^* = 120 \cdot \frac{(1,75 - 0,23)}{2} \cdot 7,57 = 690 \text{ Kg}$$

Il carico accidentale totale risulta quindi :

$$(Q_1^* + Q_2^*) \cdot 30 = (208 + 690) \cdot 30 = 26.940 \text{ Kg}$$

Pertanto il momento massimo risulta :

$$M_{\max} = \frac{(Q_1 + Q_1^*) \cdot 1}{8} + \frac{(Q_2 + Q_2^*) \cdot 1}{7,79} = \frac{(1.579 + 208) \cdot 7,27}{8} + \frac{(719 + 690) \cdot 7,27}{7,79} = 2.938 \text{ Kgm/pannello}$$

essendo : $b = 22 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $Af = 0,28 \text{ cm}^2$ (n. 1 + 1 Ø 20)

$$A'f = 3,14 \text{ cm}^2$$
 (n. 2 + 2 Ø 10)

risulta : $\sigma_c = 54 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1.490 \text{ Kg/cm}^2$

La reazione sul bordo del vaso vale :

$$R = \frac{(Q_1 + Q_1^*)}{2} + \frac{(Q_2 + Q_2^*)}{3} = \frac{(1.579 + 208)}{2} + \frac{2(719 + 690)}{3} = 1.832 \text{ Kg/pannello}$$

Complessivamente sul bordo esterno del vaso :

$$R_{\text{tot}} = 1.832 \cdot 30 = 54.960 \text{ Kg}$$

$$r = \frac{54.960}{8,10 \cdot 2\pi} = 1080 \text{ Kg/ml}$$

Tale azione viene interamente assorbita dai cavi di precompressione disposti nel vaso.

La reazione sul passo d'uomo vale :

$$R = \frac{(Q_1 + Q_1^*)}{2} + \frac{(Q_2 + Q_2^*)}{3} = 1.363 \text{ Kg/pannello}$$

$$R_{\text{tot}} = 1.363 \cdot 30 = 40.895 \text{ Kg}$$

$$r_2 = \frac{40.895}{1,20 \cdot 2\pi} = 5.426 \text{ Kg/ml}$$

Il peso complessivo della copertura è quindi :

$$P_{\text{comp.}} = 54.960 + 40.895 = 95.855 \text{ Kg}$$

- Cordolo di appoggio centrale (Pannelli di copertura)

$$\tau_{\text{int}} = 5.426 \text{ Kg/ml}$$

Peso proprio del cordolo :

$$p.p = 0,25 \cdot 0,35 \cdot 2.500 = 219 \text{ Kg/ml}$$
 (azione unitaria)

Essendo l'appoggio eccentrico, sul cordolo si sviluppa un momento torcente (uniforme) pari

a:

$$M_t = 5.426 \cdot 0,18 + 219 \cdot 0,18 = 1.016 \text{ Kg} \cdot \text{ml/ml}$$

Per equilibrare questa azione si sviluppa un momento flettente (con asse momento orizzontale) pari a :

$$M_{\text{flett}} = M_t \cdot r = 1.016 \cdot 1,28 = 1.300 \text{ Kg} \cdot \text{ml}$$

Essendo : $b = 35 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$

$$A_f = A'f = 6,08 \text{ cm}^2$$

risulta $\sigma_c = 28 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_f = 946 \text{ Kg/cm}^2$$

- Calcolo delle caratteristiche oscillatorie e delle sollecitazioni

- Calcolo del peso della vasca

Peso del vaso = 135 tonn.

Peso della copertura

(utile + permanente) = 96 tonn.

Peso del tubo centrale = 25 tonn.

Totale carichi permanente = 256 tonn.

Carico utile acqua = 300 tonn.

Area sezione max della vasca = 93 mq

TRACCIATO DEI CAVI E TENSIONI NEL CANESTRO
ELABORATO IL: 26-10-1995

Volume contenuto	450.0000	mc
Teta gradi	48.0000	
Teta primi	10.0000	
Raggio esterno tubo ispezione	1.1500	m
Raggio interno fondo vasca	1.5500	m
Raggio esterno fondo vasca	1.8000	m
Raggio max interno cono inferiore	3.4800	m
Altezza interna cono inferiore	1.5000	m
Spessore parete vasca	0.1500	m
Franco	0.4000	m
Densita' liquido contenuto	1,000.0000	kg/mc
Densita' calcestruzzo	2,500.0000	kg/mc
Tiro per cappio	36,700.0000	kg
Carico verticale	1,080.0000	kg/m
Carico orizzontale	0.0000	kg/m
Tensione residua nel cls	100,000.0000	kg/mq
Numero di cappi	18.0000	
Altezza cono sup. al pelo libero	4.4873	m
Raggio al pelo libero	7.5000	m
Raggio massimo	8.0594	m
Angolo di incremento (dbeta)	0.0388	rad
Ro minimo	2.6988	m
Ro massimo	12.0836	m

Spessore di fondo vaso	.6 m
Coefficiente di attrito del cappio	.05

RHO	ALFA	**** vaso vuoto ****		**** vaso pieno ****		BETA	TIRO RID. (
		SIGMA P.V.	SIGMA M.V.	SIGMA P.P.	SIGMA M.P.		
* 2.70	57.88	-9.59	-28.86	-5.37	-44.70	0.0000	36,700
2.86	56.64	-10.20	-27.95	-5.61	-43.27	2.2232	36,618
3.03	55.39	-10.87	-27.19	-5.90	-42.05	4.4464	36,537
3.19	54.16	-11.61	-26.56	-6.22	-41.04	6.6697	36,456
3.36	52.96	-12.41	-26.07	-6.57	-40.23	8.8929	36,376
3.53	51.79	-13.29	-25.71	-6.95	-39.60	11.1161	36,296

*	3.70	50.64	-14.26	-25.49	-7.38	-39.17	13.3393	36,217
	3.87	49.53	-15.34	-25.39	-7.87	-38.92	15.5625	36,138
	4.04	48.45	-16.54	-25.43	-8.41	-38.88	17.7858	36,060
	4.22	47.40	-17.91	-25.63	-9.03	-39.05	20.0090	35,983
	4.39	46.39	-19.46	-26.00	-9.75	-39.47	22.2322	35,906
	4.57	45.41	-21.25	-26.57	-10.58	-40.17	24.4554	35,830
*	4.74	44.46	-23.35	-27.38	-11.56	-41.20	26.6786	35,754
	4.92	43.54	-25.85	-28.50	-12.73	-42.66	28.9019	35,679
	5.10	42.66	-28.87	-29.99	-14.17	-44.65	31.1251	35,605
	5.28	41.82	-31.27	-30.67	-15.29	-45.38	33.3483	35,531
	5.46	41.01	-31.40	-29.15	-15.32	-42.84	35.5715	35,458
	5.64	40.23	-31.51	-27.73	-15.35	-40.46	37.7947	35,385
*	5.83	39.49	-31.57	-26.41	-15.36	-38.23	40.0180	35,312
	6.01	38.78	-31.61	-25.18	-15.37	-36.14	42.2412	35,241
	6.20	38.11	-31.60	-24.02	-15.38	-34.18	44.4644	35,169
	6.38	37.47	-31.56	-22.94	-15.38	-32.33	46.6876	35,098
	6.57	36.86	-31.48	-21.93	-15.38	-30.58	48.9108	35,028
	6.76	36.29	-31.37	-20.98	-15.37	-28.94	51.1341	34,957
*	6.95	35.75	-31.21	-20.09	-15.35	-27.40	53.3573	34,888
	7.14	35.25	-31.02	-19.25	-15.32	-25.94	55.5805	34,818
	7.34	34.78	-30.78	-18.47	-15.30	-24.56	57.8037	34,749
	7.53	34.34	-30.50	-17.73	-15.26	-23.26	60.0269	34,680
	7.73	33.94	-30.18	-17.03	-15.22	-22.04	62.2502	34,612
	7.93	33.58	-29.81	-16.37	-15.17	-20.88	64.4734	34,544

*	8.13	33.25	-29.40	-15.75	-15.11	-19.79	66.6966	34,476
	8.34	32.96	-28.93	-15.17	-15.05	-18.76	68.9198	34,409
	8.55	32.71	-28.41	-14.62	-14.98	-17.79	71.1430	34,342
	8.76	32.50	-27.84	-14.11	-14.90	-16.87	73.3663	34,275
	8.98	32.33	-27.21	-13.62	-14.81	-16.01	75.5895	34,208
	9.20	32.21	-26.52	-13.16	-14.71	-15.21	77.8127	34,142
*	9.42	32.15	-25.76	-12.73	-14.61	-14.46	80.0359	34,075
	9.65	32.13	-24.93	-12.33	-14.49	-13.75	82.2591	34,009
	9.89	32.18	-24.03	-11.95	-14.37	-13.10	84.4824	33,943
	10.13	32.30	-23.04	-11.60	-14.23	-12.50	86.7056	33,877
	10.38	32.50	-21.95	-11.27	-14.08	-11.95	88.9288	33,811
	10.63	32.79	-20.77	-10.97	-13.91	-11.46	91.1520	33,745
*	10.90	33.19	-19.46	-10.70	-13.73	-11.02	93.3752	33,679
	11.18	33.73	-18.02	-10.45	-13.54	-10.64	95.5985	33,611
	11.48	34.44	-16.42	-10.24	-13.32	-10.33	97.8217	33,543
	11.79	35.38	-14.64	-10.07	-13.08	-10.09	100.0449	33,472

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

CHE INVESTONO IL SERBATOIO PENSILE

DIAMETRO ESTERNO DELLO STELO = metri 3.6
DIAMETRO INTERNO DELLO STELO = metri 2.8
DIAMETRO DELLA FONDAZIONE = metri 10
AREA DELLA SEZIONE MAX. DEL VASO = mq. 93
ALTEZZA FONDO VASCA = metri 35
INCLINAZIONE PARETE VASCA = gradi 48.16664
COEFFICIENTE ELASTICO DEL SUOLO = tonn/mc. 7000
PESO DELLA VASCA COMPRESO TUBO CENTRALE E COPERTURA = tonn 256
PESO DEL LIQUIDO = tonn 450
ECCENTRICITA' DI COSTRUZIONE = ml. .1
MODULO ELASTICO DEL CALCESTRUZZO = tonn/mq 2400000
MODULO ELASTO-PLASTICO DEL CALCESTRUZZO = tonn/mq 900000

COEFFICIENTE DI RIGIDEZZA FLEX. DELLA FONDAZIONE = tonn*ml 2748900
PESO DELLO STELO = tonn 345.8273
PESO TOTALE (VASCA+STELO+LIQUIDO) = tonn 1051.827

== MODELLO ELASTICO EQUIVALENTE ==

** VASO PIENO **

ALTEZZA DEI BARICENTRI SULLO SPICCATO DI FONDAZIONE

ACQUA CONTENUTA NELLA VASCA = ml 39.10979
VASCA = ml 39.36667
META' SUPERIORE DELLO STELO = ml 25.8
ALTEZZA COMPLESSIVA = ml 46.69003
DEFORMABILITA' COMPLESSIVA ALLA ROTAZIONE (C2) = 1/tonn 1.570804E-04
DEFORMABILITA' COMPLESSIVA ALLA TRASLAZIONE (C1) = ml/tonn 5.907785E-03
LUNGHEZZA DELL'ASTA MOBILE EQUIVALENTE = ml 37.60996
RIGIDEZZA DELLA MOLLA TORSIONALE EQUIVALENTE = tonn*ml 239431.3
CARICO CRITICO (Pcrit) = tonn 6366.169
BETA (Peff:/Pcrit.) = .1380601
DELTA STATICO = ml 5.192434
PERIODO PROPRIO DI OSCILLAZIONE = sec. 4.92372
ALTEZZA DEL BARICENTRO COMPLESSIVO (H6) =ml 36.5661
ALTEZZA DEL BARICENTRO COMPLESSIVO
SULLA CERNIERA EQUIVALENTE = ml 27.48603

** VASO VUOTO **

ALTEZZA DEI BARICENTRI SULLO SPICCATO DI FONDAZIONE

VASCA = ml 39.36667
META' SUPERIORE DELLO STELO = ml 25.8
DEFORMABILITA' COMPLESSIVA ALLA ROTAZIONE (C2) = 1/tonn 1.2383E-04
DEFORMABILITA' COMPLESSIVA ALLA TRASLAZIONE (C1) = ml/tonn 3.850577E-03
LUNGHEZZA DELL'ASTA MOBILE EQUIVALENTE = ml 31.09567
RIGIDEZZA DELLA MOLLA TORSIONALE EQUIVALENTE = tonn*ml 251115.8
CARICO CRITICO (Pcrit) = tonn 8075.589
BETA (Peff./Pcrit.) = 5.311237E-02
DELTA STATICO = ml 1.651565
PERIODO PROPRIO DI OSCILLAZIONE = sec 2.649384
ALTEZZA DEL BARICENTRO COMPLESSIVO (H6) = ml 33.89736
ALTEZZA DEL BARICENTRO COMPLESSIVO
SULLA CERNIERA EQUIVALENTE = ml 25.62636

VELOCITA' DI RIFERIMENTO = m/sec. 32
COEFFICIENTE LOCALE (alfa L): 1.1
INDICE DI RUGOSITA' DEL TERRENO : 1
COEFFICIENTE K3 DI INTERAZIONE CARICO-STRUTTURA : 3
ALTEZZA TOTALE DELLA STRUTTURA = ml. 41.85
QUOTA DELL'ELEMENTO CONSIDERATO = ml. 35
VITA DI PROGETTO DELLA STRUTTURA = anni 30
VELOCITA' DI PROGETTO = m/sec. 55.38878

PRESSIONE CINETICA = kg/mq. 195.4585

TAU = .32

TETA = .6069375

PRESSIONE DINAMICA = kg/mq. 260.9553

NUMERO DI STROUHAL = .25

LARGHEZZA MEDIA DELLA COSTRUZIONE = ml. 3.6

VELOCITA' CRITICA DI RISONANZA = m/sec. 2.924618

DECREMENTO LOGARITMICO DI SMORZAMENTO : .15

PRESSIONE DI RISONANZA = kg/mq. 1.684382

** SOLLECITAZIONI **

=====

== VASO PIENO ==

=====

ECCENTRICITA' TOTALE MAX. = ml. .324527
PESO (sismico) = tonn. 878.9136
SPINTA ORIZZONTALE COMPLESSIVA = tonn 31.11578
MOMENTO MAX. ALLA BASE = tonn*ml. 956.5662
SFORZO NORMALE = tonn. 1051.827

== VASO VUOTO ==

=====

ECCENTRICITA' TOTALE MAX. = ml. .2775908
PESO (sismico) = tonn 428.9137
SPINTA COMPLESSIVA = tonn 31.11578
MOMENTO MAX. ALLA BASE = tonn*ml. 790.3975
SFORZO NORMALE = tonn. 601.8273

- Verifiche della sezione di incastro

Le verifiche a presso-flessione della sezione di incastro alla base dello stelo sono svolte sia con il metodo delle tensioni ammissibili sia con quelle agli stati limite ultimi.

Con il primo metodo le tensioni risultano ampiamente ammissibili.

Con il metodo agli stati limite ultimi, il coefficiente di sicurezza nei confronti delle azioni risulta in ogni condizione, ampiamente maggiore di 1,5 (minimo da Normativa).

E' opportuno far notare come nelle verifiche si sia cautelativamente trascurata l'area di ferro corrispondente ai profilati di raccordo stelo - fondazione.

Le verifiche a presso-flessione con ambedue i metodi sono state svolte con programmi di calcolo automatico.

$$\text{Armatura} = 29 + 22 \varnothing 18$$

$$\text{Raggio esterno sezione} = \text{cm } 180$$

$$\text{Raggio interno sezione} = \text{cm } 140$$

$$\text{Armatura circonferenza esterna} = \text{cmq } 74$$

$$\text{Raggio armatura circonferenza esterna} = \text{cmq } 175$$

$$\text{Armatura circonferenza interna} = \text{cmq } 55,88$$

$$\text{Raggio armatura circonferenza interna} = \text{cm } 145$$

$$\text{Rapporto dei moduli elastici (Ea/Eb)} = 15$$

- Sollecitazioni alla base dello stelo

A vaso vuoto :

$$N = 601,8 \text{ tonn.}$$

$$M = 790,4 \text{ tonn.}\cdot\text{ml}$$

$$H = 31,1 \text{ tonn.}$$

A vaso pieno :

$$N = 1051,8 \text{ tonn.}$$

$$M = 956,6 \text{ tonn.}\cdot\text{ml}$$

$$H = 31,1 \text{ tonn.}$$

VERIFICA SEZIONE ANULARE PRESSOINFLESSA

=====

VASO PIENO

*** DATI IN INGRESSO ***

Raggio esterno sezione anulare	(cm)	Re = 180
Raggio interno sezione anulare	"	Ri = 140
Numero circonferenze armatura	/	N1 = 2
Raggio circonferenza armatura n. 1	(cm)	R 1 = 175
Area armatura circonferenza n. 1	(cmq)	R 1 = 73.66001
Raggio circonferenza armatura n. 2	(cm)	R 2 = 145
Area armatura circonferenza n. 2	(cmq)	R 2 = 55.88
Coeff. di omogeneizzazione	/	NO = 15
Sforzo normale	(t)	N = 1051.8
Momento flettente	(tm)	M = 956.6

*** RISULTATI ***

Asse neutro	(cm)	Y = 313.6509
Compressione calcestruzzo	(Kg/cmq)	Sc = -57.27655
Trazione armatura	"	Sf = 113.2629
Compressione armatura	"	S'f = -845.4522

VERIFICA SEZIONE ANULARE PRESSOINFLESSA

=====

VASO VUOTO

*** DATI IN INGRESSO ***

Raggio esterno sezione anulare	(cm)	Re = 180
Raggio interno sezione anulare	"	Ri = 140
Numero circonferenze armatura	/	N1 = 2
Raggio circonferenza armatura n. 1	(cm)	R 1 = 175
Area armatura circonferenza n. 1	(cmq)	R 1 = 73.66001
Raggio circonferenza armatura n. 2	(cm)	R 2 = 145
Area armatura circonferenza n. 2	(cmq)	R 2 = 55.88
Coeff. di omogeneizzazione	/	NO = 15
Sforzo normale	(t)	N = 601.8
Momento flettente	(tm)	M = 790.4

*** RISULTATI ***

Asse neutro	(cm)	Y = 196.4855
Compressione calcestruzzo	(Kg/cmq)	Sc = -48.64238
Trazione armatura	"	Sf = 588.6332
Compressione armatura	"	S'f = -711.0685

VERIFICA ALLO STATO ULTIMO
delle
SEZIONI ANULARI PRESSO-INFLESSE

DATI INIZIALI:

- 1) RAGGIO CIRCONFERENZA ESTERNA (cm) = 180
 - 2) RAGGIO CIRCONFERENZA INTERNA (cm) = 140
 - 3) AREA ARMATURA CIRCONFERENZA ESTERNA (cmq) = 73 66
 - 4) RAGGIO ARMATURA CIRCONFERENZA ESTERNA (cm) = 175
 - 5) AREA ARMATURA CIRCONFERENZA INTERNA (cmq) = 55.88
 - 6) RAGGIO ARMATURA CIRCONFERENZA INTERNA (cm) = 145
 - 7) RESISTENZA CARATTERISTICA DEL CALCESTRUZZO Rbk (kq/cm²) = 300
 - 8) TIPO DI ACCIAIO (22,32,38,44) = 44
CONTROLLATO IN STABILIMENTO (s/n) : S
TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO (kg/cm²) = 4400
 - 9) SFORZO NORMALE DI CALCOLO (kg) = 1051800
 - 10) MOMENTO FLETTENTE DI CALCOLO (kg.cm.) = 95660000
- 1LIST 2RUN 3LOAD" 4SAVE" 5CONT 6, "LPT1 7TRON 8TROFF9KEY OSCREEN

RISULTATO PRIMA VERIFICA:

Xs = 0.5049999 X = 90.89998
Mu = 2.680506E+08 Ks = 2.802118

RISULTATO SECONDA VERIFICA:

Xs = 1.666001 X = 299.8801
Nu = 3359497 Mu = 3.055669E+08
Ks = 3.194301

DATI INIZIALI:

- 1) RAGGIO CIRCONFERENZA ESTERNA (cm) = 180
 - 2) RAGGIO CIRCONFERENZA INTERNA (cm) = 140
 - 3) AREA ARMATURA CIRCONFERENZA ESTERNA (cmq) = 73 66
 - 4) RAGGIO ARMATURA CIRCONFERENZA ESTERNA (cm) = 175
 - 5) AREA ARMATURA CIRCONFERENZA INTERNA (cmq) = 55.88
 - 6) RAGGIO ARMATURA CIRCONFERENZA INTERNA (cm) = 145
 - 7) RESISTENZA CARATTERISTICA DEL CALCESTRUZZO Rbk (kq/cm²) = 300
 - 8) TIPO DI ACCIAIO (22,32,38,44) = 44
CONTROLLATO IN STABILIMENTO (s/n) : S
TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO (kg/cm²) = 4400
 - 9) SFORZO NORMALE DI CALCOLO (kg) = 601800
 - 10) MOMENTO FLETTENTE DI CALCOLO (kg.cm.) = 79040000
- 1LIST 2RUN 3LOAD" 4SAVE" 5CONT 6, "LPT1 7TRON 8TROFF9KEY OSCREEN

RISULTATO PRIMA VERIFICA:

Xs = 0.3459999 X = 62.27998
Mu = 2.147425E+08 Ks = 2.716884

RISULTATO SECONDA VERIFICA:

Xs = 1.268001 X = 228.2401
Nu = 2588447 Mu = 3.399987E+08
Ks = 4.301603

- Calcolo dei pilastri di collegamento vaso - stelo

A vaso vuoto $P = 256$ tonnellate

Spinta del vento = 0,260 tonn./mq

$F^* = 93 \cdot 0,260 \cdot 0,35 = 8,46$ tonn.

Adottando n. 12 pilastri $\varnothing 146$ $s = 8$ mm $L = 1.500$ mm

piastre $\varnothing 240$ $s = 20$ mm

$A = 34,66$ cm² $W = 113,42$ cm³

$J = 827,4$ cm⁴

$$M_1 = \frac{1,50 \cdot 8,46}{2 \cdot 12} = 529 \text{ Kgm}$$

Baricentro del vaso = 5,90 ml

$M_2 = 8.460 \cdot 5,90 = 49.914$ Kgm

Momento di inerzia della punteggiata : $J_p = 12 \cdot 1,60^2/2 = 15,36$ mq/pil.

Modulo di resistenza : $W_p = J_p/r = 15,36/1,15 = 9,6$ ml/pil.

$$N = \frac{P}{n} \pm \frac{M_2}{W_F} = - \frac{256}{12} \pm \frac{50}{9,6} = - 21,33 \pm 5,21 \int_{-16,12 \text{ ton}}^{-26,54 \text{ ton}}$$

Nei pilastrini :

$$\lambda = \frac{B l_0}{i} = \frac{150}{4,89} = 37 \quad W = 1,04$$

$$\sigma_f = - \frac{26540 \cdot 1,04}{34,66} \pm \frac{52.900}{113,42} = 796 \pm 466 = \int_{-330 \text{ Kg/cm}^2}^{-1262 \text{ Kg/cm}^2}$$

- Verifica pilastri a terra

(Elementi provvisionali)

$P = 256$ tonnellate (peso della vasca a terra, vuota)

Spinta del vento = 150 Kg/mq $F_w = 0,15 \cdot 93 \cdot 0,35 = 4,88$ tonn.

Si adottano n. 11 pilastri $\varnothing 146$ $s = 8$ mm

$A = 34,66$ cm² $J = 828$ cm⁴ $W = 113,4$ cm³ $i = 4.880$ cm

Piastra \varnothing 240 s = 25 mm

$$M_1 = \frac{4.880 \cdot 1,80}{2 \cdot 7} = 400 \text{ Kgm}$$

Baricentro del vaso = 5,90 ml

$$M_2 = 4.880 \cdot 5,90 = 28.792 \text{ Kgm}$$

Considerata l'eccentricità fra il baricentro delle masse ed il baricentro delle sezioni, risulta un momento secondario M^*

$$e = 1/12 R = 1,60/12 = 0,133 \text{ ml}$$

$$M^* = 0,133 \cdot 258 = 34,3 \text{ tonn.} \cdot \text{ml}$$

$$M_{\text{tot}} = M^* + M_2 = 28,80 + 34,3 = 63,20 \text{ tonn.} \cdot \text{ml}$$

Per la punteggiata relativa ai pilastri di raccordo vasca - fondazione risulta :

$$J_p = 11 \cdot 1,60^2/2 = 14,08 \text{ mq/pil.}$$

$$W_p = J_p/R = 14,08/1,60 = 8,80 \text{ ml/pil.}$$

$$N = \frac{256}{11} \pm \frac{63,20}{8,8} = 23,27 \pm 7,18 \int_{-16,09 \text{ ton}}^{-30,45 \text{ ton.}}$$

$$\lambda = \frac{B_{lo}}{i_{\text{min}}} = \frac{180}{4,89} = 37 \quad W = 1,06$$

$$\sigma_g = \frac{1,06 \cdot 30.450}{34,66} \pm \frac{40.000}{113} = 932 \pm 354 = \int_{-578 \text{ Kg/cm}^2}^{-1286 \text{ Kg/cm}^2}$$

- Calcolo delle fondazioni :

- Sollecitazioni alla base dello stelo :

A vaso pieno :

$$N_{\text{max}} = 956,6 \text{ tonn.} \cdot \text{ml}$$

$$N = 1051,8 \text{ tonn.}$$

$$H = 31,1 \text{ tonn.}$$

- Caratteristiche geometriche del plinto :

Peso proprio del plinto :

$$(\pi \cdot 1,40 \cdot 5,00)^2 + (0,40 \cdot \pi \cdot 3,80^2) + 0,40 \cdot \pi \cdot 2,60^2 = 109,96 + 18,15 + 8,49 = 136,60 \text{ mc}$$

$$\text{Peso del plinto} = 136,60 \cdot 2,50 = 341 \text{ tonn.}$$

- Calcolo della palificata

Nel caso in esame le azioni sulla palificata risultano essere :

$$N = 1.051,8 + 341 = 1.392,8 \text{ t}$$

$$M = 956,6 + 2,2 \cdot 31,1 = 1.025 \text{ t} \cdot \text{m}$$

I pali, trivellati in c.a. con lunghezza di n metri e $\varnothing = 80 \text{ cm}$, sono disposti lungo una circonferenza di diametro 8,8 metri circa. Pertanto :

$$n \text{ pali} = 12$$

$$J \text{ pali} = 12/2 \cdot 4,4^2 = 116,16 \text{ per palo}$$

$$W \text{ pali} = 116,16/4,4 = 26,4 \text{ per palo}$$

$$N \text{ palo} = 1.392,8/12 + 1.025/26,4 = 155 \text{ t}$$

- Calcolo delle sollecitazioni sul plinto

Il momento viene calcolato su una linea diametrale passante per il baricentro dei carichi trasmessi dallo stelo relativi a metà sezione ; ciò è lecito essendo lo stelo a forte spessore rispetto al diametro delle fondazioni.

$$e_1 = \left[\left(\frac{4}{3} \cdot \pi \right) \right] \cdot \left(\frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \right) = 1,03 \text{ ml}$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{956,6}{1.051,8} = 0,91 \text{ ml}$$

Si assume $e = 0,91 \text{ ml}$

$$\begin{aligned} M &= [2 \cdot 75,8 \cdot (0,98 - 0,91)] + [2 \cdot 79,6 \cdot (1,60 - 0,91)] + [2 \cdot 86,5 \cdot (2,72 - 0,91)] + \\ &+ [1 \cdot 89,4 \cdot (3,20 - 0,91)] + [2 \cdot 94,2 \cdot (3,97 - 0,921)] + [1 \cdot 96,9 \cdot (4,40 - 0,91)] = \\ &= 10,6 + 109,8 + 313,1 + 204,7 + 576,5 + 338,2 = 1.552,9 \text{ tonn} \cdot \text{ml} \end{aligned}$$

Si deduce l'effetto opposto determinato dal peso del plinto :

$$M_{\text{plinto}} = \text{Plinto}/2 \cdot (0,4244 \cdot 5,00 - 0,91) = 341/2 \cdot (0,4244 \cdot 5,00 - 0,91) = 206,6 \text{ tonn.}\cdot\text{ml}$$

$$\text{Essendo} \quad b = 520 \text{ cm} \quad h = 220 \text{ cm}$$

$$M = 1346,3 \text{ tonn.} \cdot \text{ml}$$

$$A_f = (28 \cdot 4,52 + 12 \cdot 3,14) \cdot 2,414 = 396,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{risulta :} \quad \sigma_c = -43 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_f = +1700 \text{ Kg/cm}^2.$$