



RELAZIONE TECNICA AI SENSI DELLA LEGGE 2/2/74 n° 64.

PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN EDIFICIO DI PRESA  
A SERVIZIO ACQUEDOTTO DI LOTTIZZAZIONE, SITO IN COMUNE  
DI FIRENZUOLA, LOCALITÀ PIETRAMALA.  
PROPRIETÀ: SIG. NOBILI BALDI DALLE ROSE LEOPOLDO,  
SIG. MALAGIGI VALERIO.

\*\*\*\*\*

TRATTASI DI COSTRUZIONE INTERAMENTE IN CEMENTO ARMATO,  
COSTITUITA DA MURI DI CONTENIMENTO E SOLETTA SOVRASTANTE  
A TENUTA DEL TERRENO DI RIPORTO.

PREMESSO CHE IL TERRENO A SBANCAMENTO E RICERCA ULTIMATA  
DELLE SORGENTI, PRESENTA UNA NOTEVOLE COMPATTEZZA  
ESSENDO PREVALENTEMENTE DI NATURA GALESTROSA CON PRESENZA  
DI ARGILLA, LE OPERE VERRANNO REALIZZATE COME SEGUE:

- 1) FONDAZIONI: SONO COSTITUITE DA TRAVI ROVESCIE PORTAMURO  
IN CALCESTRUZZO ARMATO.  
ESECUZIONE CON CEM. R-425 DOSATO A QL. 2,5/MC.; MC. 0,40  
DI SABBIA; MC. 0,80 DI GHIAIA. ARMATURA CON ACCIAIO  
FEB44K CONTROLLATO IN RAGIONE DI QUANTO RIPORTATO NEI  
DISEGNI C.A.
- 2) MURI IN ELEVAZIONE: SONO COSTITUITI DA GETTATA DI CALCESTRUZZO  
ARMATO.  
ESECUZIONE CON CEM. R-425 DOSATO A QL. 3,50/MC.; MC. 0,40  
DI SABBIA; MC. 0,80 DI GHIAIA. ARMATURA CON ACCIAIO  
FEB44K CONTROLLATO IN RAGIONE DI QUANTO RIPORTATO NEI  
DISEGNI C.A.
- 3) STRUTTURE ORIZZONTALI DI COPERTURA: SOLETTA IN CALCESTRUZZO  
DI CM. 20 DI SPESSORE.  
ESECUZIONE CONGLOMERATO COME MURI IN ELEVAZIONE ED ARMATURA  
COME DA DISEGNI ALLEGATI C.A.

REGIONE TOSCANA

Ufficio del Genio Civile di Firenze

IL TECNICO

(GEOM. COLACITO GIULIANO)

Art. 2 della legge 2-2-1974 n.° 64

con autorizzazione dell'Ufficio

del 27 SET. 1980

Firenze li

PROF. ARCHITETTO IL COORDINATORE

Ing. A. Manti

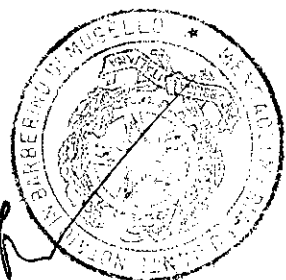
410

Geom. Colacito



*Handwritten signature of Geom. Colacito*

*Handwritten signatures of Ing. A. Manti and other officials*



REGIONE TOSCANA  
Ufficio del Genio Civile di Firenze

VISTO ai sensi della legge 2-2-1974 n.° 64 con  
riferimento alla autorizzazione dell'Ufficio suinte-  
stato pari numero e data 27 SET. 1980  
N.° 41977 Firenze li  
IL FUNZIONARIO IL COORDINATORE  
Geom. A. Lisi Ing. A. Mirri

RELAZIONE DI CALCOLO

COSTRUZIONE OPERA DI  
PRESA IN C.A.

Localita' Pietramala  
Proprieta': Malagigi Valerie  
Nobili Baldi dalle  
Rose dott. Leopoldo

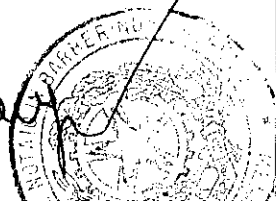
Progettista (non DD.LL.)

Dott. Ing. Fausto Giovannardi  
(Ordine Ingegneri prov. di Firenze n. 1290)  
Piazza Casini, 8 - ☎ 819.396 - 819.014  
50038 FIRENZUOLA (FIRENZE)

*F. Giovannardi*

*A. Berti*  
*M. Molini*  
*[Signature]*  
*[Signature]*

*Uscire*

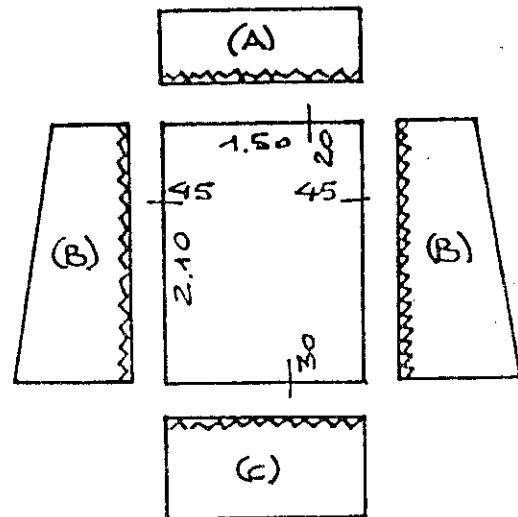
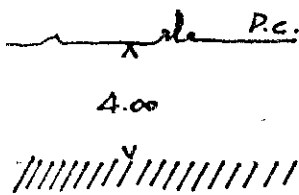


PREMESSA: Si è tenuto conto nella progettazione della norma vigente sulle opere in cemento armato e di quella sulle zone sismiche (ponendo valori in eccesso dei carichi data la non rilevante importanza strutturale delle opere).

Per le dimostrazioni dei procedimenti usati nel calcolo si rimanda al testo: Glushkov, Yegorov, Yermolov "Formulas for designing frames" MIR publishers Moscow 1975.

**EDIFICIO DI PRESA:**

SEZ. A-A: Si assumono le condizioni più sfavorevoli: terreno incoerente con un peso specifico  $\gamma = 2 \text{ t/mc}$  e con un angolo di attrito pari a  $\phi = 30^\circ$ . Si fa inoltre l'ipotesi che sopra la struttura gravi una massa di terreno alta 4,00 ml; pertanto si addiviene allo schema di carico seguente:



dove, tenendo presente che si ha  $\tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 1/3$ , si ha:

A)  $q_A = 2 \times 4 = 8 \text{ t/ml}$  di lunghezza e di larghezza.

B)  $q_{Bmin} = 2 \times 4 \times 1/3 = 2,7 \text{ t/ml}$   
 $q_{Bmax} = 2 \times 0,10 \times 1/3 = 4,0 \text{ t/ml}$

C)  $q_C = q_A + P_p$   
 in cui essendo il peso proprio  $P_p = (0,9 \times 1,0 + 0,5 \times 1,5) \times 2.500 = 5,5 \text{ t/m}$  circa

*Beni Molini*  
*[Signature]*

*Alvaro* *Alvaro*



$$M_A = M_B = 3K_1/2R)(D_1 - D_2) = 86,534 \text{ kgm}$$

$$M_C = M_D = -GMA = -670,336 \text{ kgm}$$

$$(q_B) \quad M_A = M_B = (3/R)(-(2K_1+1)D_1 + ED_2 - (K_1+1)D_3) = -423,916 \text{ kgm}$$

$$M_C = M_D = (3/R)(-K_2D_1 - D_2 + (K_2+1)D_3) = -140,132 \text{ kgm}$$

$$(q_C) \quad M_A = M_B = (3K_2E/2R)(D_2 - D_1) = -822,82 \text{ kgm}$$

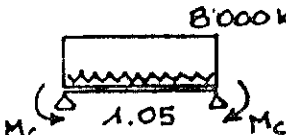
$$M_C = M_D = -M_A/E = 38,459 \text{ kgm}$$

per tanto, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, si ottengono:

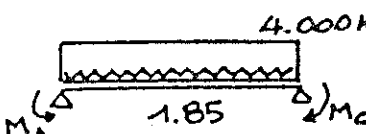
$$M_A = M_B = 86,534 - 423,916 - 822,82 = -1.160,202 \text{ kgm}$$

$$M_C = M_D = -670,336 - 140,132 + 38,459 = -772,009 \text{ kgm}$$

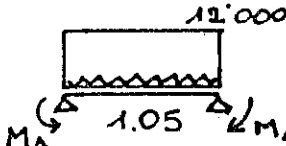
Calcolo dei momenti in mezzaria:



$$M_{mezz.} = (8.000 \times 1,05^2 / 8) - 772 = 330 \text{ kgm circa}$$



$$M_{mezz.} = (4.000 \times 1,85^2 / 8) - (772 + (1160 - 772) / 2) = 745 \text{ kgm}$$



$$M_{mezz.} = (12.000 \times 1,05^2 / 8) - 1160 = 495 \text{ kgm circa}$$

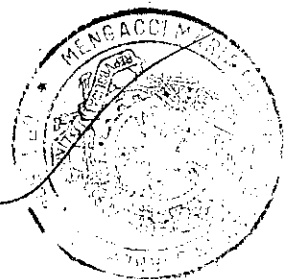
Ai fini del calcolo delle armature e della verifica delle sezioni si adottano i seguenti valori dei momenti (arrotondati in eccesso):

$$\text{sezioni di appoggio} \quad M = 1.200 \text{ kgm}$$

$$\text{sezioni di mezzaria} \quad M = 800 \text{ kgm}$$

*Q. Zeri*  
*Modena*  
*1952*  
*Real*

*Uscire* *Uscire*





per cui  $q_c = 12 + 5,5 = 17,5 \text{ t/ml}$   
 che si porta a  $18 \text{ t/ml}$  per tener conto della presenza di acqua  
 all'interno della sezione (anche se in movimento).

Avendo riportato in  $q_c$  il carico complessivo, per avere il carico  
 unitario sulla larghezza unitaria, è necessario dividere detto va-  
 lore per  $1,5 \text{ ml}$  pertanto:  $18 : 1,5 = 12 \text{ t/ml}$ .

PRESSIONE SUL TERRENO:  $12 \text{ t/mq} = 1,2 \text{ Kg/cmq}$ .

La resistenza del terreno dovrà essere ve-  
 rificata in sede di DD.LL. attraverso oppor-  
 tuni saggi e tramite consulenza di un Geologo.

**SCHEMA DI CALCOLO:**

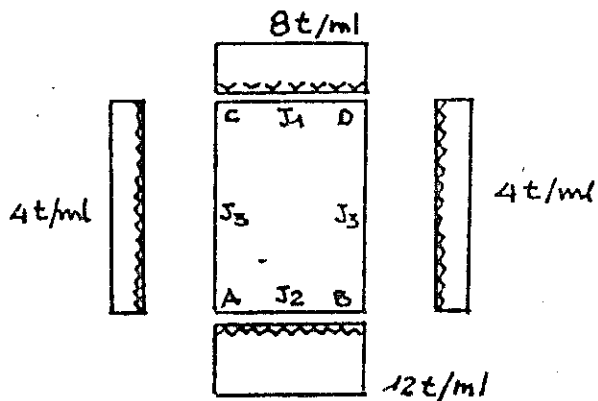
Si ritiene opportuno uniformare i carichi  
 addivenendo al seguente schema:

Caratteristiche delle sezioni:

$$J_1 = 66.000,00 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 225.000 \text{ cm}^4$$

$$J_3 = 759.375 \text{ cm}^4$$



Calcolo dei coefficienti ausiliari:

$$K1 = J3/J1 \times l/h = 0,4649 ; K2 = J3/J2 \times l/h = 1,9155$$

$$E = 3K1 + 2 = 21,3947 ; G = 3K2 + 2 = 7,7465 ; R = EG - 1 = 104,734 ;$$

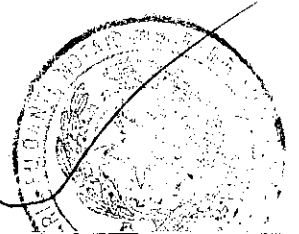
$$N = K1 + K2 + 6 = 14,3804$$

Calcolo dei coefficienti delle forze:

	$q_A$	$q_B$	$q_C$
$D1 = 1/2 \times q_s^2 =$	4.410	0.845	0.015
$D2 = 1/3 \times q_s^2 =$	2.940	4.503	4.410
$D3 = 1/4 \times q_s^2 =$	2.205	3.423	3.308

*Benvenuto*  
*Prof.*

*Ilario Accipri*



aggi :

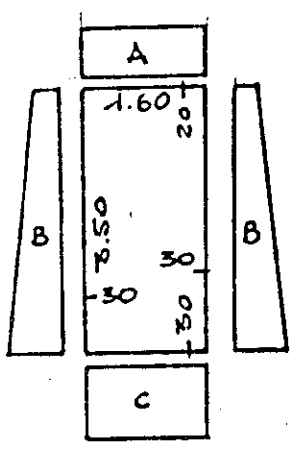
Mezzarie :

120000.	M
3.61355993	X
26.65076242	ΣB
2.449015066	AF T
2.449015066	AF C

80000.	M
3.032774805	X
21.73264656	ΣB
1.619221899	AF T
1.619221899	AF C

Si adotta per ambedue le sezioni : 1 ∅ 14 ogni 50 cm.

SEZIONE B - B :



Si assumono le stesse caratteristiche del terreno assunte per la sze.A/A. Anche qui si ipotizza un carico max. di ml.4 di terreno al di sopra dell'edificio.

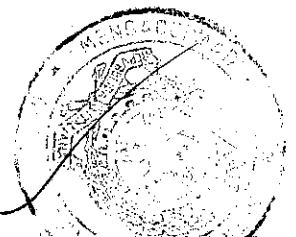
Analisi dei carichi:

- A)  $q_A = 8 \text{ t/ml}$
- B)  $q_{Bmin} = 8 \times 1/3 = 2,7 \text{ t/ml}$   
 $q_{Bmax} = 2 \times 7,5 \times 1/3 = 5,0 \text{ t/ml}$

C)  $q_C = q_A + P_p = 12 \text{ t/ml (circa)}$   
 essendo  $P_p = (0,0 \times 3 + 0,5 \times 1,0) \times 2,5/1,0 = 4 \text{ t/ml}$   
 $q_C$  si porta a 13 t/ml per tener conto della presenza di acqua.

*Bele*  
*Molur*  
*1958*

Il direttore

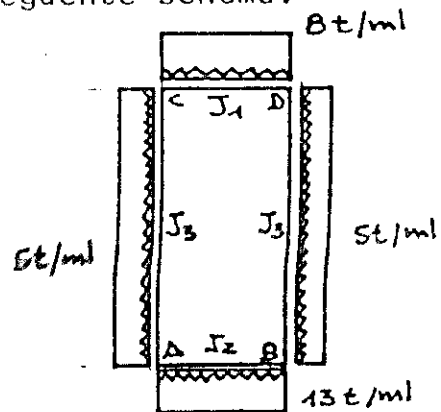


Pressione sul terreno: 1,3 kg/cm<sup>2</sup> valore che andrà verificato in sede di direzione Lavori se compatibile con la resistenza del terreno.

Carichi di calcolo:

Si ritiene opportuno uniformare i carichi addivenendo al seguente schema:

$$\begin{aligned} q_A &= 8 \text{ t/ml} \\ q_B &= 5 \text{ t/ml} \\ q_C &= 13 \text{ "} \end{aligned}$$



Caratteristiche delle sezioni:

$$\begin{aligned} J_1 &= 60.000 \text{ cm}^4 & l &= 1,90 \text{ ml} \\ J_2=J_3 &= 225.000 \text{ cm}^4 & h &= 2,95 \text{ ml} \end{aligned}$$

Coefficienti ausiliari: (calcolati applicando le stesse formule usate per la sez. A/A)

$$\begin{aligned} K_1 &= 2,173 \\ K_2 &= 0,044 \\ E &= 8,519 \\ G &= 3,932 \\ R &= 32,490 \\ N &= 8,817 \end{aligned}$$

Coefficienti delle forze: (vedi caso analogo sez. A/A)

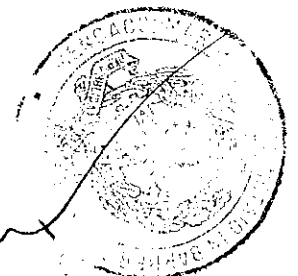
	$q_A$	$q_B$	$q_C$
D0	28.880	43.512	40.930
D1	14.440	21.756	23.465
D2	9.620	14.504	15.643
D3	7.220	10.878	11.732

Si passa adesso al calcolo dei momenti generati sull'intera struttura da un carico alla volta; come al solito non si sta a riscrivere le formule usate che sono le stesse riportate nei calcoli della sezione A/A:

$$\begin{aligned} (q_A) \quad MA=MB &= 483,268 \text{ kgm} ; MC=MD = - 1.900,21 \text{ kgm} \\ (q_B) \quad MA=MB &= - 2.510,970 \text{ kgm} ; MC=MD = - 981,483 \text{ kgm} \\ (q_C) \quad MA=MB &= - 1.980,859 \text{ kgm} ; MC=MD = 232,522 \text{ kgm} \end{aligned}$$

*Bevi  
Mauri  
P.P.S.  
F.lli*

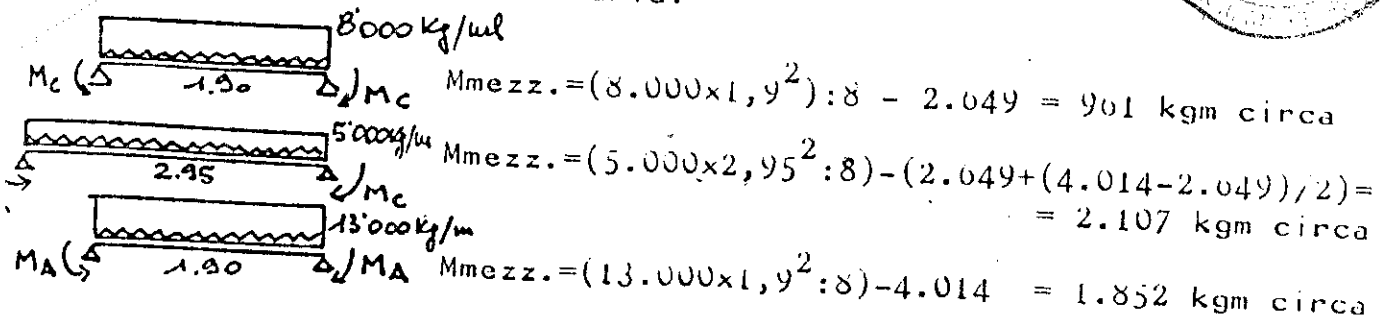
*U.lli  
U.lli*





$8 \cdot 2.516,976 - 1.980,859 = -4.014,507 \text{ kgm} = MB$   
 $10,21 - 981,483 + 232,522 = -2.049,171 \text{ kgm} = MD$

Calcolo dei momenti in mezzaria:



Ai fini del calcolo delle armature e della verifica delle sezioni si adottano i seguenti valori dei momenti (arrotondati in eccesso):  
 sezioni di appoggio  $M = 4.100 \text{ kgm}$   
 sezioni di mezzaria  $M = 2.200 \text{ kgm}$

**VERIFICA DELLE SEZIONI E PROGETTO DELL'ARMATURA:**

Al solito si adottano sezioni a doppia armatura simmetrica. Valgono inoltre tutte le altre caratteristiche adottate per la sezione A/A.

**Appoggi:**

410000.	M
5.856812356	X
48.68729862	ΣB
8.60587136	AF T
8.60587136	AF C

**Mezzarie:**

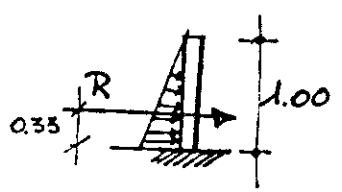
220000.	M
4.635440554	X
36.03925215	ΣB
4.553615766	AF T
4.553615766	AF C

Si adotta  $1\phi 16/20 \text{ cm}$

Si adotta  $1\phi 16/30 \text{ cm}$

**PARETI DI TESTA:**

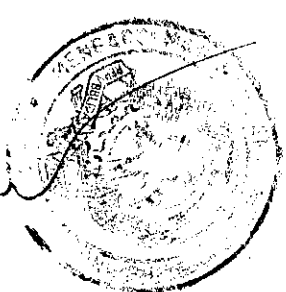
a) Muretti delle vasche di raccolta acqua:



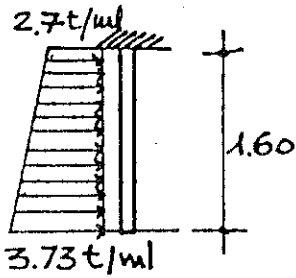
Carico alla base:  $Gh = 1 \times 1 = 1 \text{ t/mq}$   
 Risultante dei carichi:  $R = 1 \times \frac{1}{2} = 0,5 \text{ t}$   
 Momento risultante:  
 $M = 0,5 \times \frac{1}{3} = 0,1667 \text{ tm} = 16.667 \text{ kgcm}$   
 $h = 0,201 \sqrt[3]{100,0} = 2,0 \text{ cm}$   
 $A' I - A I = 0,0034 \sqrt[3]{100,0} \times 10^2 \neq 4,4 \text{ cmq}$   
 $1 \phi 12/20 \text{ cm}$

*Handwritten signature*

Uscio Uscio



PARETE DI FONDO:



$$\text{Carico max} = 2 \times 5,0 \times 1/3 = 3,73 \text{ t/ml}$$

$$\text{Carico min} = 2 \times 4,0 \times 1/3 = 2,70 \text{ t/ml}$$

$$M = 1,03 \times 1,6 \times \frac{1}{2} \times 1,00 + 2,7 \times 1,6 \times 0,8 = 4,33 \text{ tm}$$

$$h = 0,201 \sqrt{4.330} = 13 \text{ cm}$$

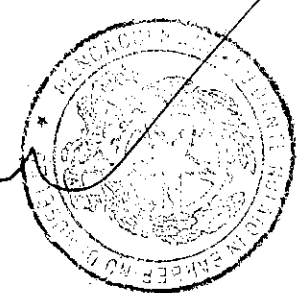
$$A'f = Af = 0,0034 \sqrt{4.330} \times 10^2 = 22,3 \text{ cm}^2 \text{ 1 } \varnothing 20/15 \text{ cm}$$

NB. Lo stesso tipo di armatura si adotta per la parete di testa.

*Be...*  
*M...*  
*...*  
*...*

*U...*

*U...*



Copia conforme al suo originale



*U...*

5 201.1380