

CITTA' DI CUORGNE'



REALIZZAZIONE NUOVI LOCULI E TOMBE  
DI FAMIGLIA NEL CIMITERO DEL CAPOLUOGO  
"2° LOTTO"

PROGETTO ESECUTIVO



ELAB.  <b>9</b>	OGGETTO:  <b>ESECUTIVO STRUTTURALE RELAZIONE DI CALCOLO</b>
-----------------------	---

PROGETTAZIONE STRUTTURALE:  
ING. MAURIZIO AIELLO



## 1. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

### 1.1 Descrizione dell'edificio

Lotto costituito da fabbricato destinato a loculi e ossari

Proprietà: Comune di Cuorné

Ubicazione: Cuorné, Strada Comunale di Campore

Classe edificio: II (Vita utile prevista = 100 anni)

### 1.2 Descrizione della struttura portante

- Fondazioni continue in c.a.
- Pilastri in c.a rivestiti in muratura
- Pareti in c.a.
- Solai in c.a.
- Copertura su orditura in legno lamellare

### 1.3. Materiali previsti

- Sedime di fondazione:  $\sigma_t \text{ max} = 2,15 \text{ daN/cm}^2$

- Acciaio:

Barre d'armatura: Fe B 44 k B450C

- Conglomerato:

Getti per elevazioni:  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Getti per fondazioni:  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

### 1.4. Disarmo

Come da norme vigenti

## 2. NORME DI LEGGE DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

### 3. DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

#### 3.1 Azione sismica

L'analisi del comportamento sismico del fabbricato, date la regolarità in altezza dello stesso, viene effettuata tramite l'analisi statica lineare, come previsto dal punto 7.3.3.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, ipotizzando una classe di duttilità bassa ("B").

Zona sismica: **4**

pertanto, l'accelerazione orizzontale massima è  $a_g$  0,05 g

Categorie suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00

Categoria del suolo: **B** (Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate)

pertanto:	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
	1,25	0,15	0,50	2,00

$H$	altezza edificio dal piano di fondazione	4,5 m
$C_1$	coefficiente per altro tipo di struttura	0,050
$T_1$	primo periodo di vibrazione	$= C_1 H^{3/4}$ 0,15
		$< 2,5 T_C =$ 1,25

E' pertanto lecito applicare l'analisi statica lineare.

$$F_i \quad \text{forza da applicare al piano } i \quad = F_h(z_i W_i) / \sum(z_j W_j)$$

dove:

$F_h$	$= S_d(T_1) W \lambda / g$
$W_i, W_j$	pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente
$z_i, z_j$	altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni
$S_d(T_1)$	ordinata dello spettro di risposta di progetto
$W$	peso complessivo della costruzione
$\lambda$	pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2 T_C$ , 1,0 negli altri casi
$g$	accelerazione di gravità

$$S_d(T_1) = a_g S [1 + (T_1/T_B) (2,5/q - 1)] \quad \text{per } 0 \leq T_1 < T_B$$

$$a_g S 2,5/q \quad \text{per } T_B \leq T_1 < T_C$$

(in ogni caso,  $S_d(T_1)$  deve essere almeno uguale a  $0,2 a_g$ )

dove:  $q$             fattore di struttura             $= q_0 K_D K_R$

**Tipologie**

	<b><math>q_0</math></b>
Strutture a telaio	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Strutture miste telaio-pareti	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a nucleo	3,0

pertanto, per strutture a pareti:            4  $\alpha_u/\alpha_1$

$K_D$	per classe di duttilità "B" (bassa)	0,7
$K_R$	per edifici regolari in altezza	1,0
$\alpha_u/\alpha_1$	per strutture a pareti	1,3

pertanto: $q$	3,64
$S_d(T_1)$	<b>0,04</b>
$F_h$	<b>610</b>

Conoscendo i pesi delle masse  $W_i$  agenti ai vari livelli si possono a questo punto calcolare le zioni orizzontali  $F_i$  e i momenti flettenti  $M_i$  da applicare a ciascun livello:

	<b>Area</b>	<b><math>W_i</math></b>	<b><math>z_i</math></b>	<b><math>W_i z_i</math></b>	<b><math>F_i</math></b>	<b><math>M_i</math></b>
	m <sup>2</sup>	(daN)	(m)	(daN m)	(daN)	(daN m)
1° Livello	60	34.500	1,40	48.300	63	88
2° Livello	60	34.500	2,15	74.175	97	208
3° Livello	60	34.500	2,90	100.050	131	379
4° Livello	60	34.500	3,65	125.925	165	601
Livello copertura	173	25.950	4,55	118.073	154	702
<b>Totale</b>		<b>163.950</b>		<b>466.523</b>	<b>610</b>	<b>1.979</b>

### 3.2 Azione della neve

L'edificio è sito ad una quota sul livello del mare pari a 414 m.s.l.m.

Pertanto l'azione della neve sarà: 224 daN/m<sup>2</sup>

Applicando un coefficiente  $\mu = 0,8$  si avrà un carico di progetto di 179 daN/m<sup>2</sup>

### 3.3 Altre azioni

Per la destinazione d'uso in progetto si prevedono carichi variabili  $q_k$  200 daN/m<sup>2</sup>

### 3.4 Modello strutturale

Si considerano dei solai infinitamente rigidi, con semi-incastro sulle travi, a loro volta incastrate sui pilastri. Le fondazioni si considerano appoggiate su suolo elastico alla Winkler.

### 3.5 Giudizio motivato sull'accettabilità dei risultati

Considerata la tipologia della struttura in esame il calcolo delle sollecitazioni e la verifica degli elementi strutturali è stata eseguita applicando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni, impiegando fogli di calcolo sviluppati in proprio. In conformità al Cap. 10.2 del D.M. 14-01-2008, il progettista strutturale dell'opera in oggetto, dichiara:

- che i procedimenti di calcolo adottati sono stati adeguatamente testati;
- che l'analisi dei carichi agenti è stata eseguita applicando i criteri imposti dalla vigente normativa;
- che le verifiche svolte sono state eseguite applicando i criteri imposti dalla vigente normativa;
- che i risultati ottenuti in termini di sollecitazioni e tensioni sugli elementi possono essere ritenuti attendibili.

## 4. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEI MATERIALI

### 4.1 Materiali costitutivi del calcestruzzo

Cemento: tipo CEM II/A-LL 32,5 R conforme a UNI EN 197/1

Aggregati: obbligo di marcatura CE conforme a UNI EN 12620

Acqua: conforme a UNI EN 1008

Additivi: conforme a UNI 7101

### 4.2 Calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	300 daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	240 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza (compressione)	$\gamma_c$	1,5
Resistenza max compressione conglomerato	$f_{cd}$	136 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	- daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza (aderenza)	$\gamma_{m,c}$	1,6
Tensione tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd}$	- daN/cm <sup>2</sup>

### 4.3 Acciaio barre d'armatura

Categoria acciaio		B450C
Tensione snervamento caratteristica acciaio	$f_{yk}$	4.400 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza (acciaio)	$\gamma_{m,s}$	1,6
Tensione snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd}$	2.750 daN/cm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità acciaio	E	2.000.000 daN/cm <sup>2</sup>

### 4.4 Deformazioni massime

Deformazione max cls compressione semplice	$\epsilon_{c2}$	- 0,0020
Deformazione max cls flessione semplice	$\epsilon_{cu2}$	- 0,0035
Deformazione max armatura tesa	$\epsilon_1$	0,0100

## 5. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

### 5.1 Solette

Si verificano le solette nelle sezioni maggiormente sollecitate in rapporto all'armatura, per la combinazione di carichi più gravosa.

Valore caratteristico delle azioni permanenti:	$g_k$	375 daN/m <sup>2</sup>
Valore caratteristico delle azioni variabili:	$q_k$	200 daN/m <sup>2</sup>
Coefficienti di sicurezza:	$\gamma_g$	1,4
	$\gamma_q$	1,5

#### *Soletta loculi*

Area di influenza	$a$	1,00 m	
Luce teorica trave	$l$	0,80 m	
Momento flettente di progetto:	$M_d$	<b>83</b> daN m	
(le azioni sismiche sulle solette sono risultate trascurabili)			
Base	$B$	100 cm	
Altezza	$H$	15 cm	
Altezza utile	$h$	12,0 cm	
Area ferro teso:	7 $\varnothing$ 10	5,2 cm <sup>2</sup>	
	- $\varnothing$ -	- cm <sup>2</sup>	
	$A_s$	<u>5,2</u> cm <sup>2</sup>	
Area ferro compresso:	7 $\varnothing$ 10	$A'_s$ <b>5,2</b> cm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro	$x_c$	1,1 cm	Campo "A"
Momento resistente ultimo	$M_u$	<b>1.284</b> daN m >	83 daN m

### 5.2 Pareti

Si verificano le pareti più caricate nella sezione di massima sollecitazione, ossia all'attacco con la fondazione, secondo la combinazione di carichi più gravosa (statica + sismica).

Valore caratteristico delle azioni permanenti:	$g_k$	375 daN/m <sup>2</sup>
Valore caratteristico delle azioni variabili:	$q_k$	179 daN/m <sup>2</sup>
Coefficienti di sicurezza:	$\gamma_g$	1,4
	$\gamma_q$	1,5
Area di influenza		2,00 m <sup>2</sup>
Momento flettente (azione sismica)	$M_{Ed}$	<b>88</b> daN m
Sforzo normale (combinazione più sfavorevole)	$N_{Ed}$	<b>6.352</b> daN

Base		B	100 cm
Altezza		H	30 cm
Copriferro		c	3 cm
Altezza utile		h	27,0 cm
Area ferro teso:	3	∅ 12	$A_s$ 3,4 cm <sup>2</sup>
Area ferro compresso:	3	∅ 12	$A'_s$ 3,4 cm <sup>2</sup>
Valore massimo resistenza cls a compressione		$N_{c,max}$	408.000 daN
Valore massimo resistenza cls a compressione per M max		$N_{Rd}$	6.352 daN
Valore massimo resistenza acciaio a compressione		$N_{s,max}$	18.652 daN
Valore massimo resistenza cls a flessione		$M_{c,max}$	14.688 daN m
Valore massimo resistenza acciaio a flessione		$M_{s,max}$	2.238 daN m
coefficiente adimensionale		m	1,91
Momento resistente ultimo per $N = N_{Ed}$	$M_{Rd}$	<b>3.537</b> daN m	> 88 daN m

### 5.3 Fondazioni

Dato che i carichi sono uniformemente distribuiti su fondazioni continue (eccettuato il caso dei pilastri della copertura, il cui contributo, sul carico globale, si rivela marginale), si effettua una verifica globale della fondazione, confrontando il carico massimo sul terreno con la capacità portante dello stesso.

Carico verticale complessivo			163.950 daN
Impronta fondazioni			52,00 m <sup>2</sup>
Pressione sul terreno		$q_{max}$	0,32 daN/cm <sup>2</sup>
Capacità portante		$q_{lim}$	655,00 kN/m <sup>2</sup>
Carico ammissibile		$q_{adm}$	218 kN/m <sup>2</sup>
		pari a:	2,2 daN/cm <sup>2</sup>
Pressione massima sul terreno:	$q_{max}$	0,3 daN/cm <sup>2</sup>	< $q_{adm}$

## 6. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

Si riportano di seguito per le diverse strutture le operazioni di ispezione annuale e manutenzione programmata:

### **Strutture in c.a.**

Le strutture in c.a., correttamente eseguite, non richiedono alcun tipo di manutenzione nel periodo di vita utile.

#### *Ispezione annuale:*

- Ispezione visiva dello stato del solaio.
- Eventuale posizionamento di riferimenti per il monitoraggio in caso di fessurazioni.

#### *Manutenzione programmata:*

Ogni cinque anni

- Ripresa puntuale di eventuali scalfitture e/o rigonfiamenti locali e delle rotture delle pignatte di alleggerimento.