

**STUDIO TECNICO - INGEGNERI MANNELLI ASSOCIATI**

**VIA MONTALBANO 418/E OLMI - QUARRATA (PT)**

**TEL. 0573/737095 - FAX 0573/779329**

*info@mannelliingegneria.it*



***NUOVO CENTRO SPORTIVO COMUNALE "CARAMELLI"***

COMUNE DI QUARRATA

## **PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione Tecnica

**Committente:** Comune di Quarrata – Via Vittorio Veneto 2 – 51039  
Quarrata - PT



**Comune :** Quarrata - PT

**Progetto Strutture:** Studio Ingg. Mannelli Ass.ti

**Quarrata, Agosto 2020**

## **INDICE**

### **RELAZIONE TECNICA GENERALE**

1.PREMESSA.....	4
2.DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE.....	4
3. REQUISITI DELLE NUOVE STRUTTURE .....	6
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3.2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	7
3.2.1 Vita Nominale .....	7
3.2.2 Classe d'Uso .....	7
3.2.3 Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica.....	7
3.2.4 Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi .....	7
3.3 MATERIALI .....	9
4 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO .....	11
4.1 Descrizione e comportamento della compagine strutturale.....	11
4.2 Criteri di calcolo in ambito sismico.....	12
4.3 Modelli di calcolo utilizzato.....	13
5. METODO DI VERIFICA.....	14
5.1 Stato limite ultimo (S.L.U.) .....	14
5.2 Stato limite di esercizio (S.L.E.).....	16
6. RESISTENZE DI CALCOLO .....	18
7. ANALISI DEI CARICHI .....	19
7.1 CARICHI VERTICALI.....	19
7.1.1 Pesi propri strutturali.....	19
7.1.2 Carichi Permanenti non strutturali .....	19
7.1.3 Carichi Variabili .....	20
7.1.3.1 Carico Neve .....	21
7.1.4 Ipotesi di carico Edifici.....	22
7.2 AZIONI ORIZZONTALI .....	23
7.2.1 Azione del vento .....	23
7.2.2 Azione sismica Strutture in Elevazione .....	26
8. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	28
9. DEFORMAZIONI .....	28
10. CODICE DI CALCOLO .....	28
11. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....	29
11.1 Indagini geognostiche di riferimento .....	29
11.2 Modello Geologico .....	29

11.3 Modello Geotecnico .....	34
11.4 Verifica delle Fondazioni del blocco servizi e biglietteria .....	34
11.4.1 Tipologia delle fondazioni.....	34
11.4.2 Criteri di Calcolo .....	35
11.4.3 Calcolo dei Cedimenti .....	39
12. PIANO DI MANUTENZIONE .....	40
12.1 Premessa.....	40
12.2 Manuale d'uso.....	41
12.2.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE .....	42
12.2.1.1 MATERIALI .....	42
12.2.1.2 Durabilità .....	42
12.2.1.3 Modalità di uso corretto .....	42
12.2.1.4 Ispezionabilità .....	42
12.2.1.5 Anomalie riscontrabili.....	43
12.2.2 STRUTTURE ORIZZONTALI ELEVAZIONE – SOLAIO DI COPERTURA IN C.A. ....	46
12.2.2.1 Descrizione .....	46
12.2.2.2 MATERIALI .....	46
12.2.2.3 Durabilità .....	46
12.2.2.4 Modalità di uso corretto .....	46
12.2.2.5 Ispezionabilità .....	47
12.2.2.6 Anomalie riscontrabili.....	47
12.3 MANUALE DI MANUTENZIONE .....	48
12.3.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE.....	48
12.3.1.1 Anomali Ricontrabili .....	48
12.3.1.2 Controlli .....	48
12.3.1.3 Interventi.....	48
12.4. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE.....	48

La presente relazione descrive, a livello di progetto esecutivo, le principali fasi di verifica strutturale eseguite per la progettazione di un corpo di fabbrica ed opere pertinenziali di supporto alle attività sportive previste nel nuovo impianto sportivo situato in località Vignole, nel Comune di Quarrata.



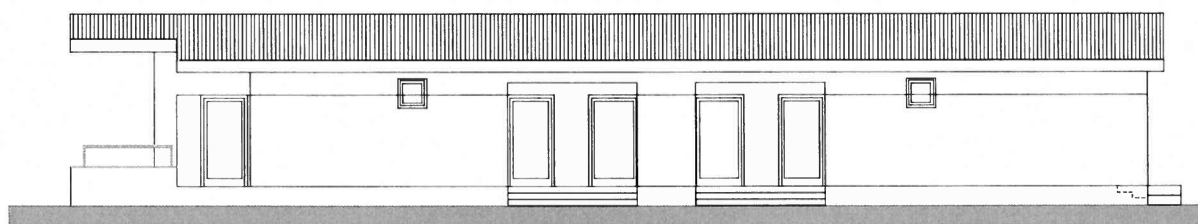
### Inquadramento generale area oggetto di intervento

Costituiscono parte integrante della progettazione eseguita le indicazioni strutturali contenute negli elaborati grafici, i particolari costruttivi ed ogni altro documento contenuto nelle relazioni tecniche specialistiche.

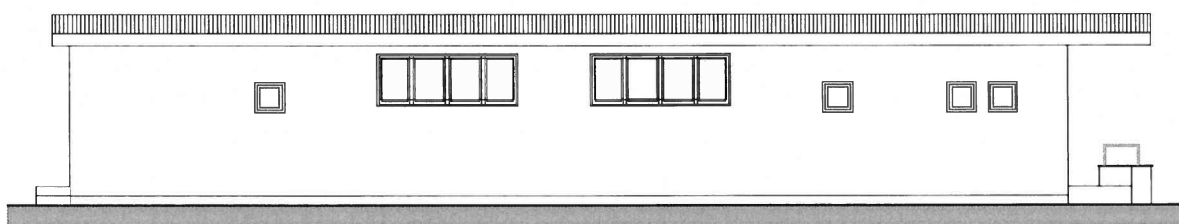
L'edificio adibito a Spogliatoi è costituito da un corpo di forma rettangolare di dimensioni 27.00 m x 9.40 m e si sviluppa per un livello fuori terra con copertura a due falde e porticato sul prospetto Sud. L'edificio comprende gli spogliatoi per gli atleti e per gli arbitri, la centrale termica, area direzione, primo soccorso e magazzino. Dal punto di vista strutturale l'edificio risulta caratterizzato da una struttura in elevazione realizzata mediante pannelli in muratura disposti nelle due direzioni principali dell'edificio ed ortogonali fra di loro. I pannelli sono costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi artificiali semipieni con giunto di malta continuo monostrato. Il singolo paramento sarà realizzato impiegando blocchi in laterizio alleggerito con una percentuale di foratura minore del 45%, da porre in opera con i fori verticali, con una malta di tipo M10. Su di essi saranno impostati solai in latero-cemento con orditura longitudinale e spessori

totale pari a 22 cm. La copertura del porticato sarà realizzata mediante una soletta a sbalzo di spessore costante e pari a 22 cm. Le pareti degli armadietti saranno realizzati mediante muratura in blocchi forati in cls e opportunamente riempiti per l'ancoraggio alle fondazioni.

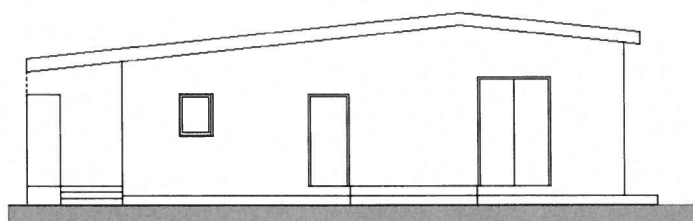
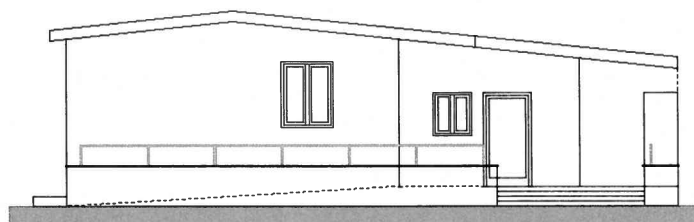
Le fondazioni sono di tipo diretto a platea con spessore costante pari a 25 cm. Al di sotto della platea, oltre ad uno strato di pulizia realizzato con calcestruzzo magrone è prevista la bonifica di uno strato superficiale mediante la realizzazione di una serie di pozzi di magrone fino al raggiungimento dello strato di terreno con caratteristiche migliori e completata da uno strato di misto granulare per uno spessore pari a 20 cm.



Prospetto principale



Prospetto tergale



Prospetto laterali

### 3. REQUISITI DELLE NUOVE STRUTTURE

Le strutture descritte dovranno essere eseguite nel rispetto delle normative vigenti e dei materiali strutturali di seguito specificati.

#### 3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

---

I calcoli delle strutture sono svolti in conformità alle disposizioni delle normative e delle istruzioni che attualmente disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere in c.a. e in carpenteria metallica, in particolare:

- **D.M. 17.01.2018** - "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- **Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni"** di cui al D.M. 17 Gennaio 2018;
- **Legge 2 Febbraio 1974, N° 64** - Classificazione sismica: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- **Legge 5 Novembre 1971 N° 1086** - "Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- **Norme CNR 10011/85** - "Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- **DPGR 9 Luglio 2009 N° 36/R** della Regione Toscana - "Regolamento di attuazione dell'articolo 117, commi 1 e 2 della legge regionale 3 gennaio 2005 n. 1 (Norme per il Governo del Territorio);

Sono state inoltre oggetto di consultazione le seguenti normative:

- **Norma UNI EN 1992-1-1:2005 – Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture in calcestruzzo, Parte 1-1 Regole generali e regole per gli edifici";
- **Norma UNI EN 1998-1:2005 – Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- **Norma U.N.I. EN 206-1/2001** – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

### 3.2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

---

La sicurezza e le prestazioni della struttura sono valutate in relazione all'insieme degli stati limiti che verosimilmente si possono verificare durante la vita nominale.

#### 3.2.1 Vita Nominale

---

La costruzione rientra tra le opere ordinarie e quindi:

$$V_N = 50 \text{ anni.}$$

#### 3.2.2 Classe d'Uso

---

Vista la destinazione dell'intervento ad impianto sportivo il cui uso preveda normali affollamenti e con capienza inferiore a 100 persone ne deriva che la classe d'uso assunta è la *Classe II*.

#### 3.2.3 Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica

---

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

Per gli edifici in progetto si ha:

$$V_R = 50 \times 1.50 = \mathbf{50 \text{ anni}}$$

#### 3.2.4 Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

---

Il calcestruzzo, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nel seguito si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi da impiegare per la realizzazione delle diverse parti d'opera, al fine di conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati alle condizioni di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).



### **Classi di esposizione**

In merito alle classi di esposizione ambientale, definite nella tabella 4.1.III della Normativa (in accordo con UNI EN 206-1 per quanto riguarda la caratterizzazione qualitativa dell'ambiente di progetto), si attribuiscono alle parti strutturali le seguenti classi di esposizione:

	<b>Condizioni Ambientali</b>	<b>Classe di esposizione</b>	<b>Descrizione dell'ambiente</b>
Platea e cordoli di fondazione	Ordinarie	XC2	<i>Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.</i>
Solai cordoli e gronde in C.A.	Ordinarie	XC3	<i>Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure esposto all'esterno e protetto dalla pioggia</i>

### **Calcolo del copriferro**

Al fine di garantire i requisiti di durabilità richiesti occorre che l'armatura resistente sia protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Tale ricoprimento viene dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente, del tipo di elemento e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella **C.4.1.IV** – Istruzioni per l'applicazione delle NTC 18 – *Copriferri minimi in mm*

I valori indicati in tabella possono essere corretti in funzione delle seguenti condizioni:

- Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, essi possono essere ridotti di 5 mm;
- Per calcestruzzi con classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  sono da aumentare di 5 mm.

In virtù di quanto su esposto, i copriferri minimi richiesti per la classe di esposizione assegnata alle strutture in progetto sono:

	<b>Classe di esposizione</b>	<b>Ambiente</b>	<b>Copriferro minimo per <math>C &gt; C_{min}</math></b>
Platea e cordoli di fondazione	XC2	Ordinario	20 mm
Solai cordoli e gronde in C.A.	XC3	Ordinario	25 mm



In presenza di elementi di forma simile ad una soletta e con Classe di Resistenza del calcestruzzo maggiore della Classe di Resistenza minima richiesta, il copriferro minimo fa riferimento ad una *Classe Strutturale* ridotta in virtù delle migliori prestazioni garantite.

A tali valori vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore. Per quanto suddetto il ricoprimento *minimo* di calcestruzzo da garantire alle armature resistenti per le diverse parti che compongono la struttura in progetto sarà dato dalla seguente espressione:

$$C_{ric.} = C_{min} + \Delta_c$$

Nella tabella seguente sono riassunti i valori del ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) in grado di soddisfare i requisiti di durabilità delle strutture in funzione della classe di esposizione:

	<b>Classe di esposizione</b>	<b>Ambiente</b>	<b>Classe di Resistenza di Progetto</b>	<b>Copriferro minimo per Elementi a Piastra</b> $C_{min} \leq C < C_0$
Platea cordoli e plinti	XC2	Ordinario	C25/30	25 mm
Solai e travi in C.A.	XC3	Ordinario	C30/37	30 mm

### 3.3 MATERIALI

#### Conglomerato cementizio Platea di Fondazione

Resistenza classe	Rck 30 N/mm <sup>2</sup> (C25/30)
Consistenza	S4 (fluida) slump(230+-30mm)
Rapporto a/c	≤ 0.60
Classe di esposizione garantita	XC2

#### Conglomerato cementizio Solai cordoli e gronde

Resistenza classe	Rck 37 N/mm <sup>2</sup> (C30/37)
Consistenza	S4 (fluida) slump(230+-30mm)
Rapporto a/c	≤ 0.55
Classe di esposizione garantita	XC3

#### Acciaio per getti

Acciaio ad aderenza migliorata <b>B 450 C</b>	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
	$(f_t/f_y)_k \geq 1.15$
	$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$
	$(A_{gt})_k \geq 2,5 \%$

**Blocchi in Laterizio alleggerito: Pareti in Muratura**

Mattoni Semipieni tipo Sismico Categoria II (UNI EN 771)	$F_{bk} \geq 15 \text{ N/mm}^2$
	$F_{bk'} \geq 1.5 \text{ N/mm}^2$

**Malta di allettamento: Pareti in Muratura**

Malta per murature a prestazione garantita (UNI EN 1998-2)	Classe <b>M10</b>
	$f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$

## 4 IPOTESI E MODELLI DI CALCOLO

### 4.1 Descrizione e comportamento della compagine strutturale

---

Le costruzioni sono dotate di un sistema strutturale sismoresistente in muratura composto da singoli pannelli organizzati ed assemblati efficacemente nelle due direzioni dell'edificio ed ortogonali fra di loro. Al solaio di copertura viene affidata la funzione di ripartire i carichi orizzontali fra gli elementi verticali con comportamento a membrana. Alla platea di fondazione è affidato il compito di trasferire le azioni derivanti dalle strutture verticali al terreno sottostante e di limitare gli spostamenti differenziali entro limiti compatibili con la sovrastruttura.

In relazione alla scelta del **fattore di struttura** si rileva che, come è noto, questo rappresenta un'approssimazione del rapporto tra le azioni sismiche che la struttura sopporterebbe se la sua risposta fosse puramente elastica con uno smorzamento viscoso del 5% e le azioni sismiche che possono essere utilizzate in sede di progettazione con un modello di analisi lineare convenzionale e caratterizza il bilancio tra resistenza e capacità di dissipare energia.

A seguito dell'impostazione strutturale e della tipologia delle strutture sismoresistenti, la costruzione può essere considerata in **muratura ordinaria** e per la quale viene indicato un coefficiente di struttura di base  $q_0$  pari a:

$$q_0 = 1.75 \cdot \alpha_u / \alpha_1.$$

Il coefficiente di comportamento finale con il quale individuare lo spettro di progetto da utilizzare nelle analisi lineari, in accordo a quanto stabilito dalle Norme Tecniche vigenti, si esprimerà come segue:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- $K_R$  è il fattore riduttivo legato alla condizione di irregolarità in altezza e che si assumerà pari a **1.0**;
- $\alpha_u / \alpha_1 = 1.7$  per costruzioni in muratura ordinaria ad un piano;

e quindi si ottiene:

$$q = 1.75 \cdot 1.7 \cdot 1.0 = 2.975$$

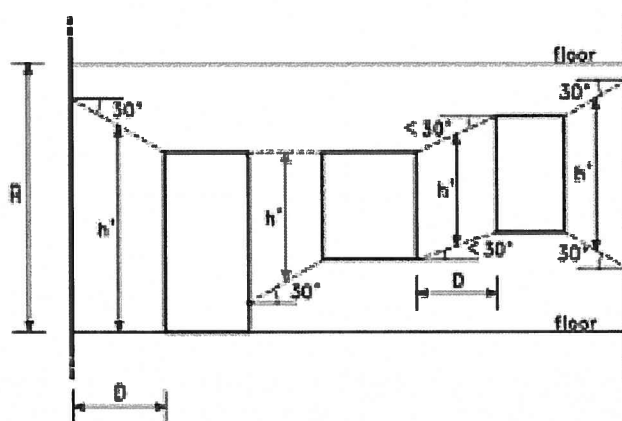
## 4.2 Criteri di calcolo in ambito sismico

Le analisi e le verifiche strutturali dell'edificio in progetto è stata eseguita mediante analisi dinamica lineare con modelli basati sull'utilizzo di elementi bidimensionali (shell).

Le strutture sono state modellate secondo lo schema cosiddetto a "telaio equivalente". Il metodo utilizzato mira alla valutazione della risposta globale degli edifici in cui il meccanismo resistente è governato dalla risposta nel piano delle pareti.

Le pareti murarie sono state idealizzate mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale), elementi nodo. Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio ('beam-column') deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

Si suppone che un elemento maschio sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento. L'altezza della parte deformabile o <altezza efficace> del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce in 'Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti', nel corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989, per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo.



$$H_e = h' + \frac{1}{3} D(\bar{H} - h'') \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

*Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989).*

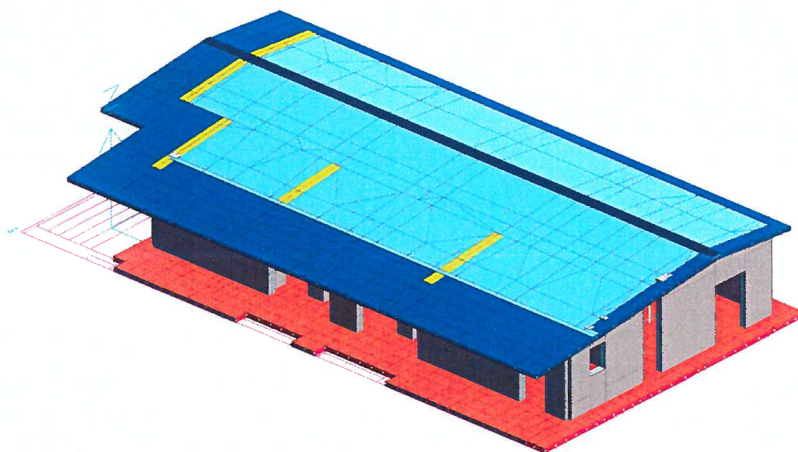
### 4.3 Modelli di calcolo utilizzato

---

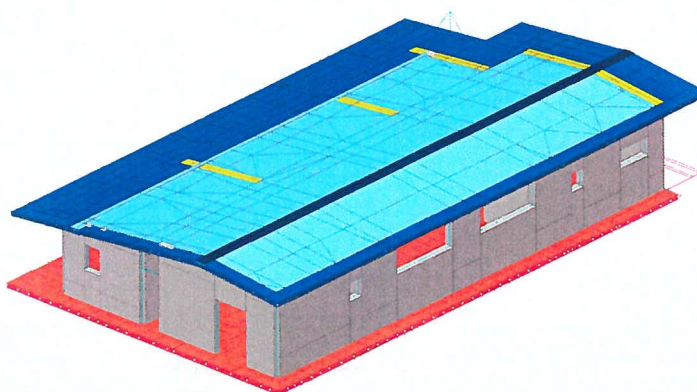
L'analisi delle strutture e la determinazione delle sollecitazioni di progetto delle diverse parti strutturali è stata eseguita utilizzando un modello di calcolo che analizza la struttura nel suo insieme. Il corpo di fabbrica è schematizzato con pareti in continuità con la platea di fondazione, nel quale viene escluso il contributo di tutti gli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili. La piastra di fondazione, i solai, le pareti vengono modellati con gusci (comportamento membrana-piastra) triangolari e rettangolari con la possibilità di tenere conto degli effetti del terreno mediante l'assegnazione del coefficiente di reazione alla Winkler.

Gli obiettivi dell'analisi seguita sono i seguenti:

- Confrontare l'azione di progetto nelle pareti;
- Definire le azioni di progetto del sistema sismo resistente;
- Definire gli spostamenti massimi;

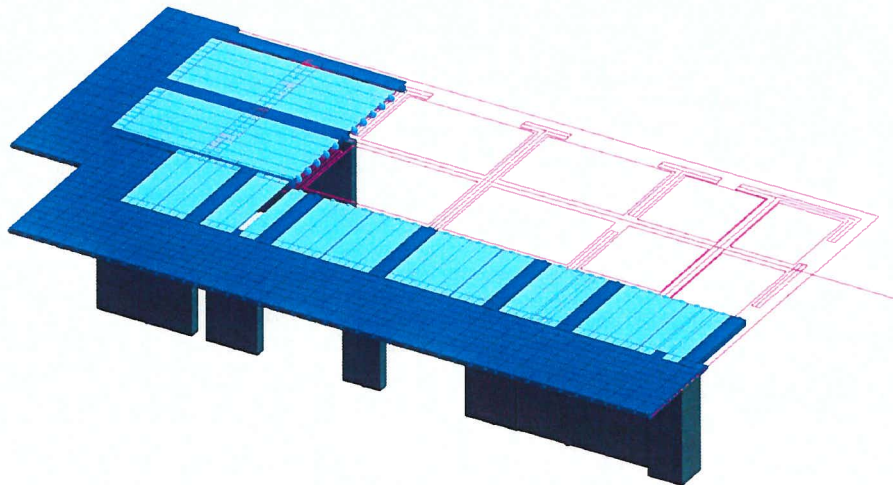


Viste assonometrica Modello di Calcolo: Prospetto principale



Viste assonometrica Modello di Calcolo: Prospetto tergale

Per il calcolo dei solai di copertura sono stati realizzati dei modelli di calcolo parziali con travi su più appoggi:



Vista assonometrica Modello di Calcolo parziale solaio e gronda di copertura

## 5. METODO DI VERIFICA

Per le verifiche delle varie membrature strutturali si fa riferimento al metodo agli Stati Limite.

Le opere sono state verificate per i seguenti stati limite adoperando le seguenti combinazioni delle azioni.

### 5.1 Stato limite ultimo (S.L.U.)

Il calcolo è eseguito come previsto dalla normativa N.T.C. 2018 facendo riferimento ai seguenti stati limiti ultimi:

- Stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU;**
- Stato limite di resistenza della struttura degli elementi di fondazione: **STR;**
- Stato limite di resistenza del terreno: **GEO.**

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da



risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

con:

$F_d$  = azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti (peso proprio strutturale, peso proprio terreno e acqua)

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti (peso propri elementi non strutturali)

$P$  = valore caratteristico della precompressione

$Q_{1k}$  = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

$Q_{ik}$  = valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti.

A secondo dello stato limite di riferimento si utilizzeranno i seguenti coefficienti parziali:

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

E i seguenti coefficienti per le combinazioni:

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 2.5.I** – Valori dei coefficienti di combinazione

## 5.2 Stato limite di esercizio (S.L.E.)

Gli stati limite di esercizio da considerare sono:

- Limitazione delle tensioni
- Verifica delle vibrazioni
- Controllo delle fessurazioni
- Limitazione delle deformazioni

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, così come descritto dalle NTC 2008 che individuano le seguenti condizioni e criteri:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

**Tabella 4.1.III** – Descrizione delle condizioni ambientali

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

**Tabella 4.1.IV** – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Nel nostro caso le strutture si troveranno in condizioni ordinarie mentre per le armature saranno utilizzati acciai ordinari. La combinazione da considerare sono tre:

combinazione rara:  $F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} Q_{ik})$

combinazione frequente:  $F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{1k} + \Sigma(\psi_{0i} Q_{ik})$

combinazione quasi permanente:  $F_d = G_1 + G_2 + P + \Sigma(\psi_{2i} Q_{ik})$

Il progetto delle sezioni resistenti viene eseguito facendo riferimento:

- Allo Stato limite ultimo per tensioni normali a flessione;
- Allo Stato limite ultimo di taglio;
- Allo Stato limite di limitazione delle tensioni in esercizio;
- Allo Stato limite di esercizio di fessurazione;
- Allo Stato limite di esercizio di deformazione.

Le verifiche sono svolte adottando i seguenti coefficienti di sicurezza e moltiplicatori dei carichi :

**Verifiche agli S.L.U.**

Coeff. di carico per i carichi Permanenti	$\gamma_g = 1.30 - 1.0$
Coeff. di carico per i carichi Variabili	$\gamma_q = 1.50 - 0.0$
Coeff. di sicurezza per il Cls.	$\gamma_c = 1.50$
Coeff. di sicurezza per acciaio per il c.a.	$\gamma_c = 1.15$
Coeff. di sicurezza per acciaio chiodi da Punzonamento	$\gamma_c = 1.10$

**Verifiche agli S.L.E.**

Coeff. di carico per i carichi Permanenti	$\gamma_g = 1.00$
Coeff. di carico per i carichi Variabili	$\gamma_q = 1.00$
Coeff. di combinazione delle azioni variabili	$\psi_0 = 0.70$
	$\Psi_2 = 0.60$

**Tensioni di riferimento** (classe di esposizione A) :

	Calcestruzzo	Acciaio
Combinazione rara	$\sigma_r = 0.60 \times f_{ck}$	
Combinazione quasi permanente	$\sigma_r = 0.45 \times f_{ck}$	$s_r = 0.7 \times f_{yk}$

## 6. RESISTENZE DI CALCOLO

Per i vari materiali utilizzati le resistenze di calcolo sono:

<b>Conglomerato cementizio</b>	<b>Rck 30 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1.5} =$	14.10 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} = \frac{0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot 0.7}{1.5} =$	1.19 N/mm <sup>2</sup>

<b>Conglomerato cementizio</b>	<b>Rck 37 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1.5} =$	17.00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd} = \frac{0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot 0.7}{1.5} =$	1.35 N/mm <sup>2</sup>

### Acciaio per getti

<b>Acciaio ad aderenza migliorata B 450 C</b>	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
	$(f_t/f_y)_k \geq 1.15$
	$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$
	$(A_{gt})_k \geq 2,5 \%$

### Acciaio da Carpenteria: Torri faro e tubolari recinzioni

<b>Profili : Acciaio S 355 – JO</b>	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
	Modulo E = 210000 N/mm <sup>2</sup>
<b>Piastre e Piatti : Acciaio S 355 – JO</b>	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
	Modulo E = 210000 N/mm <sup>2</sup>

<b>Muratura ordinaria: blocco fbk 15 e Malta M5</b>			
Resistenza Caratt. Compressione	$f_k$	6.0	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza Caratteristica Taglio	$f_{vk0}$	0.2	"
Resistenza Compressione Muratura	$f_d$	2.4	"
Modulo Elasticità secante	E	6000	"
Modulo Elasticità Tangenziale secante	G	2400	"

## 7. ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 CARICHI VERTICALI

#### 7.1.1 *Pesi propri strutturali*

I pesi propri degli elementi componenti la struttura sono valutati in base alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti.

Pesi specifici materiali utilizzati (rif. Norme Tecniche – par. 3.1.2 )

Acciaio	7850 Kg/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo non Armato	2400 Kg/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo Armato	2500 Kg/m <sup>3</sup>
Muratura mattoni semipieni	1200 Kg/m <sup>3</sup>
Intonaco	2000 Kg/m <sup>3</sup>

#### 7.1.2 *Carichi Permanenti non strutturali*

Divisori interni in cartongesso	120 Kg/m <sup>2</sup> (*)
---------------------------------	---------------------------

(\*) Il peso dei tramezzi appartenenti a questa categoria è stato ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_{k2}$  come previsto dalla normativa N.T.C. 2018 al par. 3.1.3.1 in funzione del carico per unità di lunghezza  $G_{k2}$ :

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ .

#### **Solaio Livello Piano Terra**

- Pacchetto delle finiture	250 Kg/m <sup>2</sup>
- Tramezzi distribuiti	200 Kg/m <sup>2</sup>

#### **Solaio Livello di Copertura:**

- Manto di copertura	100 Kg/m <sup>2</sup>
- Carichi appesi (zone interne)	20 Kg/m <sup>2</sup>
- Impianti fotovoltaici	50 Kg/m <sup>2</sup>

### **7.1.3 Carichi Variabili**

---

I carichi variabili comprendono i carichi di esercizio legati alla destinazione d'uso dell'impianto sportivo e delle sue parti:

*Edifici spogliatoi e biglietteria*

#### **Solaio Livello Piano Terra**

- |   |                       |
|---|-----------------------|
| - Zona Interna (Spogliatoi-biglietteria): Cat. <b>A</b> | 200 Kg/m <sup>2</sup> |
| - Zone Esterne: Cat. <b>A</b>                           | 200 Kg/m <sup>2</sup> |

#### **Solaio Livello Copertura**

- |                               |                       |
|-------------------------------|-----------------------|
| - Zona Esterna: Cat. <b>H</b> | 100 Kg/m <sup>2</sup> |
|-------------------------------|-----------------------|



#### 7.1.3.1 Carico Neve

Il carico neve sulle coperture sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times \alpha_{RN}$$

**dove:**

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve al suolo associato ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- $\alpha_{RN}$  è un coefficiente di cui si riporta in figura l'andamento in funzione del periodo di ritorno;

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Zona 2

Altitudine [m]: 48

Periodo di Ritorno [anni]: 50

$$q_{sk} \text{ (carico neve al suolo)} = 101.97$$

## COPERTURA A DUE FALDE

alfa1 (inclinazione della falda1 [°]) = 10

```
alfa2 (inclinazione della falda2 [°]) = 10
```

	mu	qs	qe
mul(alfa1)	.8	81.58	17.4
0.5mul(alfa1)	.4	40.79	2.2
mul(alfa2)	.8	81.58	17.4
0.5mul(alfa2)	.4	40.79	2.2

alfa2 (inclinazione della falda2 [ $^{\circ}$ ]) = 10

	$\mu$	$q_s$	$q_e$
$\mu_1(\alpha_1)$	.8	81.58	17.4
$0.5\mu_1(\alpha_1)$	.4	40.79	2.2
$\mu_2(\alpha_2)$	.8	81.58	17.4
$0.5\mu_2(\alpha_2)$	.4	40.79	2.2

Neve - CDIM DOLMEN e omnia IS 20 - c:\dolmen20\lavori\CAR\_01

Carico neve al suolo

Regione

Provincia

(Zona II)

Comune

Altitudine di riferimento [m]

Periodo di ritorno  
 anni

Carico neve al suolo  $q_{sk}$  [kN/m<sup>2</sup>]

Coeff. di esposizione

Coeff. termico

Casi particolari

☒ Crea relazione

Chiedi

Cop ad una falda   Cop a due falde   Cop a più falde   Cop cilindrica

Carico neve sulla copertura [kN/m<sup>2</sup>]

$s_{1,sk}$   $q_{sk}$    $s_{1,sk}$   $q_{sk}$

senza vento  $s_{1,sk}$   $q_{sk}$

$s_{2,sk}$   $q_{sk}$    $s_{2,sk}$   $q_{sk}$

con vento  $s_{1,sk}$   $q_{sk}$    $s_{2,sk}$   $q_{sk}$

con vento

Diagramma di un tetto a due falde con pendenze di 10° e 10°. Le frecce rosse indicano i carichi neve  $q_{sk}(A)$  e  $q_{sk}(B)$ .

$\mu$	$\mu_1$	$s_{2,sk}$
$q_{sk}(A)$ [kN/m]	171	0.21
$q_{sk}(B)$ [kN/m]	171	0.21

### 7.1.4 Ipotesi di carico Edifici

<b>P.01</b>	<b>Platea sp. 25 cm.</b>			
	Peso Proprio: Platea in C.A. spessore 250 mm.		<b>625</b>	[Kg / m <sup>2</sup> ]
	Pacchetto Pavimentazione		<b>250</b>	"
	Sottofondo alleggerito mv.800 - sp. 150 mm	120		"
	Massetto livellante - sp. 40 mm	80		"
	Pavimento sp. 20 mm	50		"
	Tramezzi distribuiti: elementi divisorii con 4,00<G> 5,00 KN/m		<b>200</b>	"
	Variabile: Ambiente ad Uso Residenziale <b>Cat. A</b>		<b>200</b>	"
	SOMMANO		<b>1275</b>	[KN / m <sup>2</sup> ]

<b>C.01</b>	<b>Solaio Copertura</b>			
	Peso Proprio: Solaio in laterocemento spessore 220 mm.		<b>550</b>	[Kg / m <sup>2</sup> ]
	Pacchetto Copertura		<b>80</b>	"
	Intonaco sp. 15 mm	30		"
	Guaina Impermeabilizzante	10		"
	Struttura supporto manto	15		"
	Manto di Copertura in lamiera	25		"
	Carichi appesi		<b>20</b>	"
	Variabile: Coperture NON praticabili <b>Cat. H</b>		<b>100</b>	"
	SOMMANO		<b>750</b>	[Kg / m <sup>2</sup> ]

<b>C.02</b>	<b>Solaio Copertura</b>			
	Peso Proprio: Solaio in laterocemento spessore 220 mm.		<b>280</b>	[Kg / m <sup>2</sup> ]
	Pacchetto Copertura		<b>100</b>	"
	Controsoffitto sp. 10 mm	30		"
	Isolante in polistirene espanso	20		"
	Guaina Impermeabilizzante	10		"
	Struttura supporto manto	15		"
	Manto di Copertura in lamiera	25		"
	Carichi appesi		<b>20</b>	"
	Impianti: Pannelli fotovoltaici		<b>50</b>	"
	Variabile: Coperture NON praticabili <b>Cat. H</b>		<b>100</b>	"
	SOMMANO		<b>500</b>	[Kg / m <sup>2</sup> ]

## 7.2 AZIONI ORIZZONTALI

### 7.2.1 Azione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$$

dove:

- $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento, ottenuta dalla velocità di riferimento con la relazione  $q_b = \rho \times (v_b \times \alpha_R)^2 / 2$  ;
  - $\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 Kg/m<sup>3</sup>;
  - $v_b$  è la velocità di riferimento del vento (m/s) associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
  - $\alpha_R$  è un coefficiente di cui si riporta in figura l'andamento in funzione del periodo di ritorno; per  $T_R = 1000$  anni si assume  $\alpha_R = 1,00$ .
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento; in questo caso si assume pari a 1;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali; si considera  $c_d=1$ .

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza della costruzione  $z$  sul suolo (la parte più alta dell'edificio è di circa 20 m, in corrispondenza della zona di schermatura impianti per l'edificio prefettura), dalla rugosità, dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. E' dato dalla formula

$$c_e(z) = k^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

dove:

- $k, z_0, z_{\min}$  sono funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia assunto pari all'unità.

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà :

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento) con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \geq 60^\circ$ :  
 $c_{pe} = +0,8$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$  e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non dirett. investiti dal vento o quelli investiti da vento radente):  $c_{pe} = -0,4$



6		1.94	.79
7		2.33	.79
8		2.72	.79
9		3.11	.79
10 B-D		3.5	.79
11		3.62	.79
12		3.74	.79
13		3.87	.79
14		3.99	.79
15		4.11	.79
16		4.23	.79
17		4.36	.79
18		4.48	.79
19 C		4.6	.79

Per la verifica delle pareti posizionate sul prospetto principale a costituire gli armadietti, si farà riferimento ad una pressione statica equivalente dovuta all'azione del vento calcolata facendo riferimento alle seguenti ipotesi:

Tipologia di costruzione: Travi ad anima piena a reticolari

vref (velocità di riferimento) = 27.  
qref (pressione cinetica di riferimento) = 46.46  
cd (coefficiente dinamico) = 1.  
cf (coefficiente d' attrito) = .01

mu (coefficiente per travi multiple) = .2

Trave numero 1							
P.to	z	ct(z)	ce(z)	cp	p(z)	pf(z)	
1  z1	0.	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
2	.29	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
3	.58	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
4	.88	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
5	1.17	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
6	1.46	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
7	1.75	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
8	2.05	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
9	2.34	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	
10  z2	2.63	1.	1.7075	1.4	111.07	.79	

Travi ad anima piena e reticolari

Travi isolate

1089.2

p(z1) = pressione alla quota inferiore [N/m<sup>2</sup>]

1089.2

p(z2) = pressione alla quota superiore [N/m<sup>2</sup>]

Travi multiple

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore dal doppio dell'altezza h, il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per il seguente coefficiente di riduzione:

μ =

.2

La pressione totale va considerata agente solo su Sp

Azioni tangenti



7.8

pf(z1) = azione tangente alla quota inferiore [N/m<sup>2</sup>]

7.8

pf(z2) = azione tangente alla quota superiore [N/m<sup>2</sup>]

OK



## 7.2.2 Azione sismica Strutture in Elevazione

Per la valutazione dell'azione sismica si è fatto riferimento ai seguenti parametri:

Dati generali per sismica (NTC 2018)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Località: QUARRATA

Comune: Quarrata (Pistoia) - Toscana

Zona sism. 3

Latitudine: 43.846855

Longitudine: 10.978591

ID= 19610 ID= 19611  
( 10.9786, 43.8469 )  
ID= 19832 ID= 19833

Applica Applica e chiudi Chiudi

Localizzazione area di realizzazione dell'edificio

Dati generali per sismica (NTC 2018)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

☐ A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi  
☐ B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fine molto consistenti  
☒ C - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti  
☐ D - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti  
☐ E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m

Applica Applica e chiudi Chiudi

Caratterizzazione geotecnica del terreno dell'area

Dati generali per sismica (NTC 2018)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

☐ Struttura esistente

Vita nominale dell'opera  $V_N$  50

Coefficiente d'uso  $C_U$  1.0 (Classe d'uso II)

Periodo di riferimento 50

$P_{VR}$  di progetto (%) 10 % (SLV)

$P_{VR}$  di esercizio (%) 63 % (SLD)

Coef. di smorzamento viscoso  $\xi$  (%) 5

Applica Applica e chiudi Chiudi

Fattore di Struttura

Dati generali per sismica (NTC 2018)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

**Per azioni verticali :**  
 $q$  1.50

**Per azioni orizzontali :**  
 $q$  2.98 Edificio con struttura in muratura

$q = q_0 \cdot K_R = 2.98 \cdot 1.00$

Tipologia strutturale Muratura ordinaria

Classe di duttilità Classe di duttilità "B" (bassa)

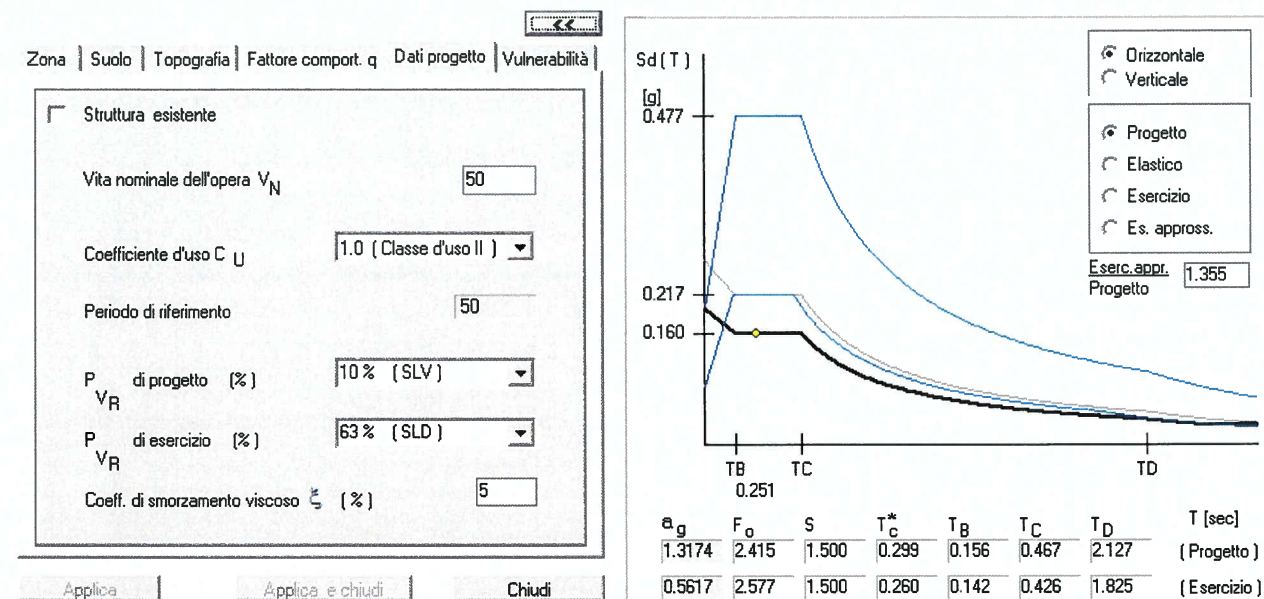
$\alpha_u / \alpha_1$  1.7 Muratura ordinaria  
per struttura regolare in pianta ☒

$K_R$  1.0 (Edifici regolari in altezza)

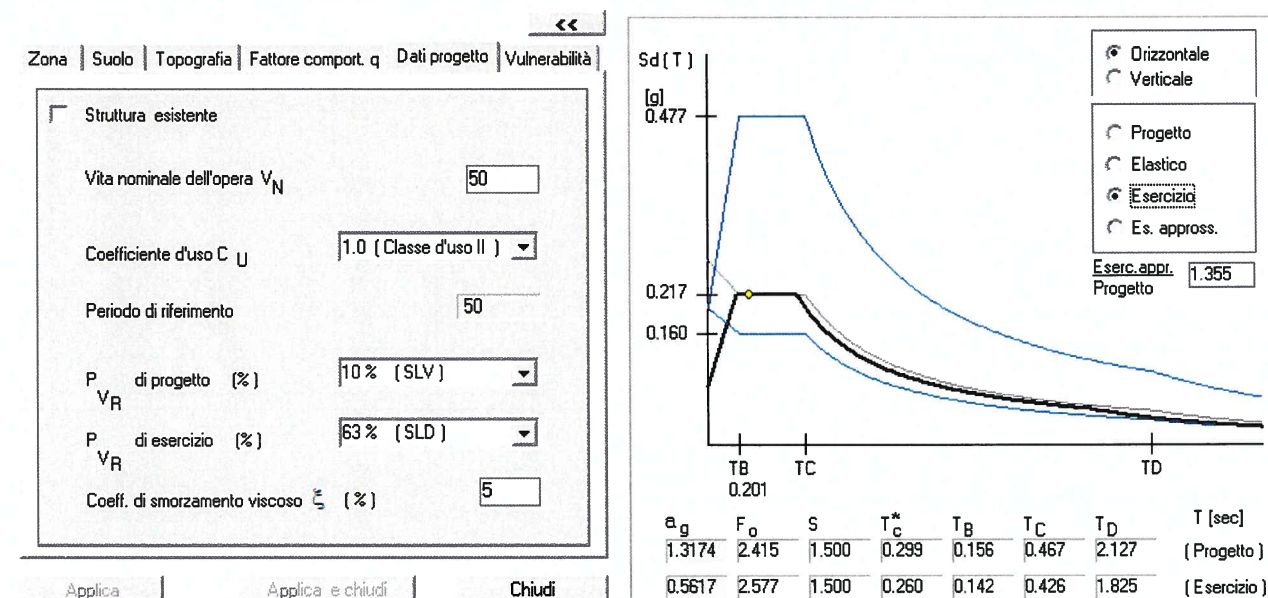
Applica Applica e chiudi Chiudi

Dati di Progetto





Dati di Progetto e spettro di progetto



Dati di Progetto e spettro di esercizio SLD

## **8. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO**

Le singole condizioni di carico sono sovrapposte in modo da ottenere combinazioni con le quali sono rappresentati i massimi effetti delle sollecitazioni.

## **9. DEFORMAZIONI**

Le deformazioni dei vari elementi in calcestruzzo componenti la struttura risultano compatibili con il tipo di struttura adottato e con le infrastrutture.

## **10. CODICE DI CALCOLO**

L'analisi elastica lineare della struttura, nonché le verifiche delle sezioni in c.a. è avvenuta facendo ricorso ad un programma di calcolo automatico delle strutture denominato DOLMEN WIN, nella versione 20 datata 2020.

Il codice di calcolo, operante su personal computer, è prodotto distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN s.r.l. con sede in via B. Drovetti, 9 – 10138 Torino.

DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali caratterizzate da nodi con sei gradi di libertà ciascuno, utilizzando un solutore ad elementi finiti.

Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare sia triangolare, avente comportamento di membrana e/o di piastra.

Le azioni sollecitanti possono essere applicate ai nodi come forze o coppie concentrate, alle travi come forze concentrate, uniformemente distribuite, distribuite non uniformemente (trapezie), ovvero come coppie, infine ai gusci come carichi di superficie uniformemente distribuiti, linearmente variabili ; sono analizzabili, infine, gli effetti dovuti ad azioni indirette quali le variazioni di temperatura. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

È da rilevare come la presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visione dettagliata degli elementi introdotti; inoltre, ad analisi strutturale eseguita, si possono visualizzare le rappresentazioni grafiche delle deformate elastiche e dei diagrammi di sollecitazione della struttura.

Al termine dell'elaborazione, allo scopo di accertare l'affidabilità della soluzione ottenuta, esiste un controllo di qualità basato sull'uguaglianza o meno tra il lavoro di deformazione esterno e l'energia potenziale elastica della struttura.

DOLMEN WIN permette, attraverso l'analisi elastica lineare della struttura, una visione dettagliata del comportamento d'insieme della medesima, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. È possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

A supporto del programma viene fornito un ampio manuale d'uso contenente tra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture speciali particolarmente impegnative reperibili nella bibliografia specializzata.

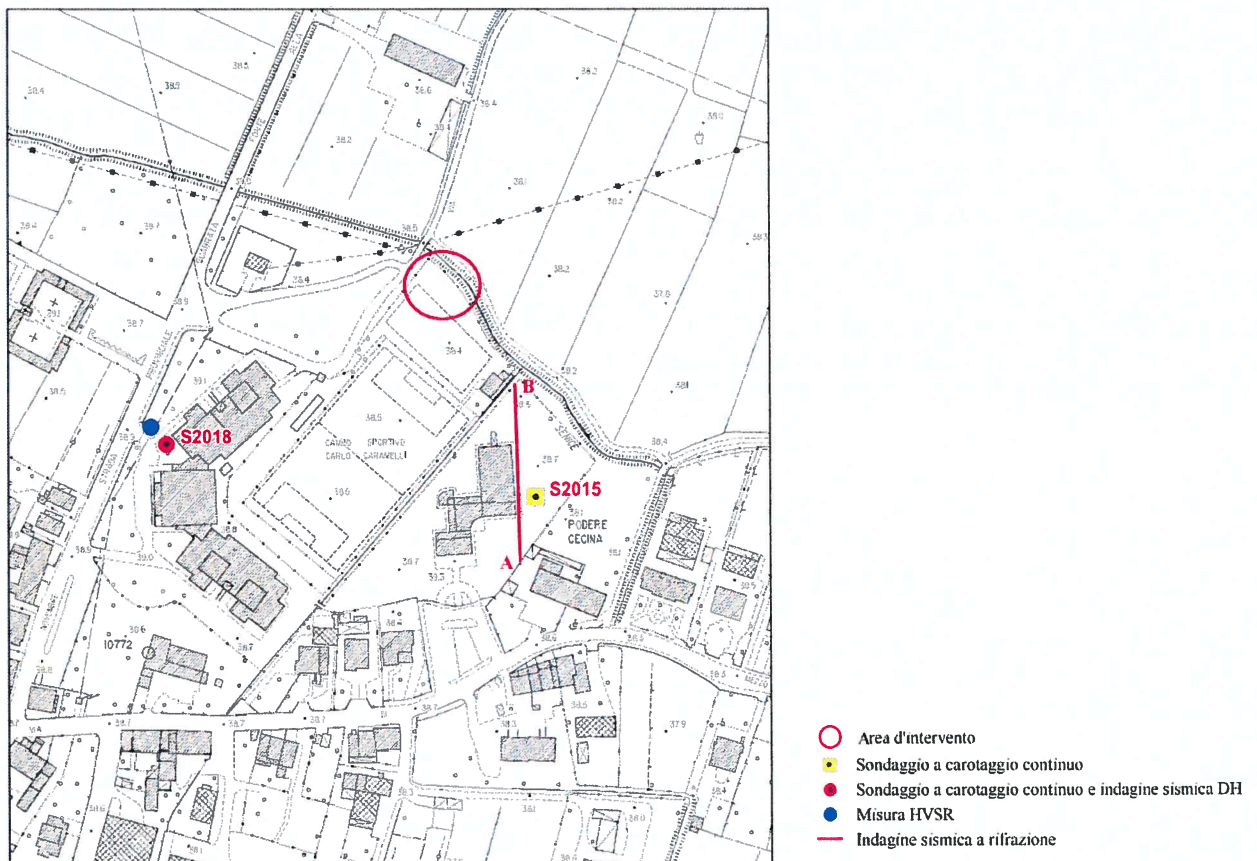
Per quanto riguarda l'affidabilità del codice di calcolo, essa viene garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto.

## 11. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

### 11.1 Indagini geognostiche di riferimento

Per la modellazione geotecnica si è fatto riferimento alle numerose indagini geognostiche eseguite all'interno dell'area che ospita il plesso scolastico di Vignole. Nelle recenti campagne geologiche sono state eseguite le seguenti prove:

- 2 sondaggi a carotaggio continuo con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni sottoposti ad analisi di laboratorio;
- Indagine sismica in foro (*down hole*);
- Un profilo sismico a rifrazione in onde P/SH;



Planimetria Generale del Lotto e ubicazione delle Indagini Geognostiche

### 11.2 Modello Geologico

Il manufatto in progetto è inserito all'interno dell'impianto sportivo situato in località Vignole, nel Comune di Quarrata. Le strutture e relative sistemazioni esterne saranno realizzate su un'area pianeggiante ad una quota intorno ai 39 m s.l.m.

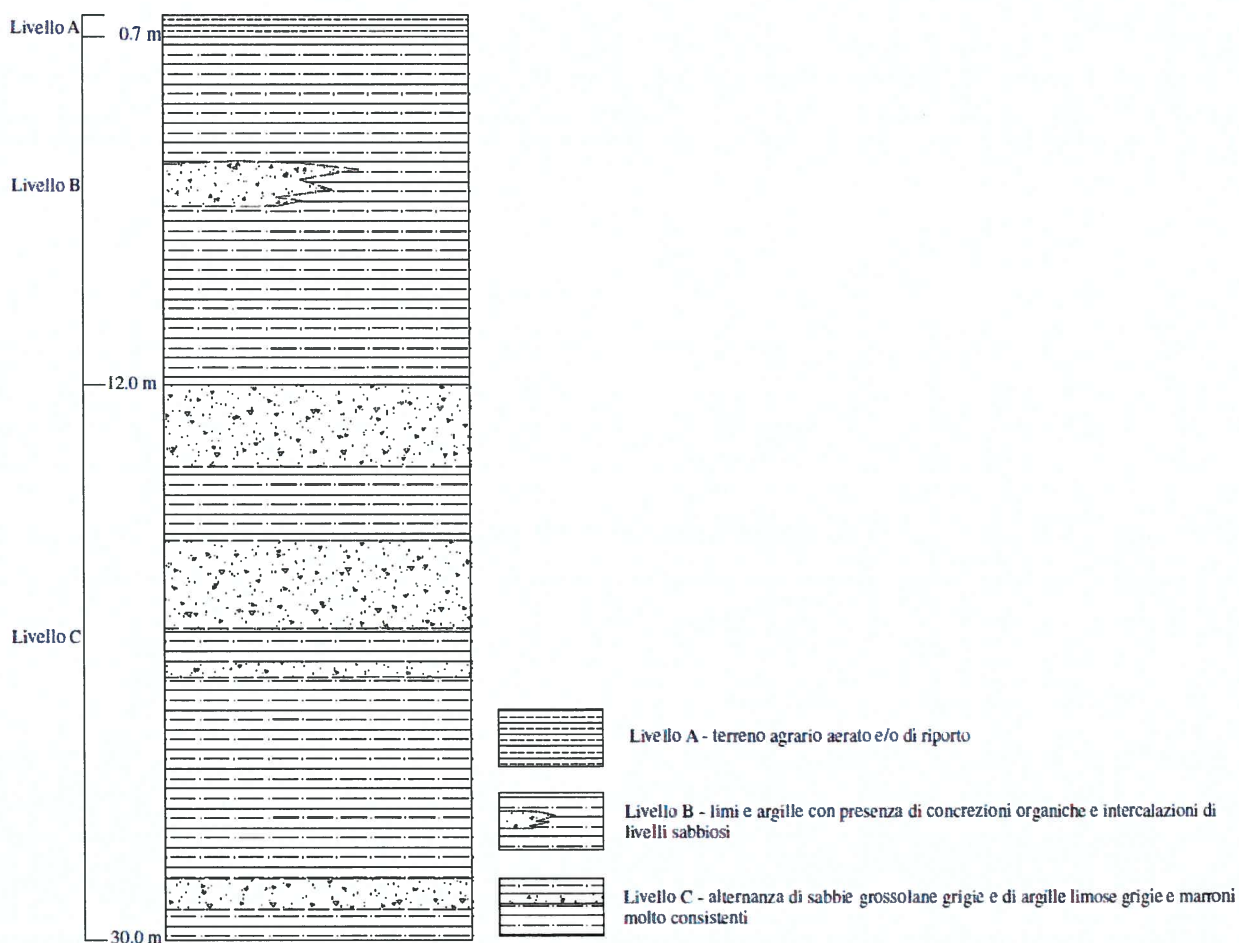
Come descritto nella relazione geologica allegata, la zona in esame è costituita da terreni che presentano, nel loro complesso, un assetto stabile in cui non sono riscontrabili anomalie morfologiche. Come

confermato da alcuni saggi eseguiti in situ mediante escavatore, la litologia del terreno è costituita prevalentemente da depositi di origine alluvionale a composizione prevalentemente limosa ed argillosa. In particolare è presente un primo strato prevalentemente argilloso fino alla profondità di circa 8.00 m. segue uno strato costituito in prevalenza da limi e fino alla profondità di 12 m.

Sulla base delle indagini eseguite in precedenza è stato ricostruito il seguente modello geologico del sottosuolo:

- **Livello A** : presenta uno spessore di circa 0.7 m costituito da terreno agrario e aerato e/o di riporto;
- **Livello B** : costituito da limi e argille con presenza di concrezioni organiche e intercalazioni di livelli sabbiosi con uno spessore tale da raggiungere la profondità di 12.00 m dal p.c.;
- **Livello C** : compreso tra 12.00 m e 30.00 m costituito dall'alternanza di sabbie grossolane grigie e di argille limose grigie e marroni molto consistenti.

Dai risultati delle indagini eseguite e della documentazione analizzata viene indicato un livello piezometrico compreso tra 37.00 e 38.00 m s.l.m. che corrisponde ad un livello posto a circa 1-2 m dal p.c.



Ricostruzione del sottosuolo





[illegible]

31





<b>bierregi s.r.l.</b> INDAGINI GEOFISICHE GEONOSTICHE E GEOTECNICHE		 Ordine dei Geologi n° 123456789		 ONV-OL Ordine Nazionale dei Volontari		Certificato n°: BH-129/18 Data emissione certificato: 21 NOVEMBRE 2018	
Committente: CITTA' DI GUARRATA - Provincia di Pistoia		Richiedente: GEOL. GABDO MANNONI		Commessa n°: 18.139			
Cantiere: SCUOLA MEDIA/MATERNA DI VIGNOLE - GUARRATA (PT)		Operatore: G.C. MINYR SAJJU		Sondaggio n°: 51.04			
Coord.(note Gauss-Boaga): X=1660248,5620 Y=4859547,0851		Data inizio lavori: 13 OTTOBRE 2018		Data fine lavori: 17 OTTOBRE 2018			
Attrezzatura: SONDA COMACCHI CFC 405		Profondità foro (m): 30,00 metri		Quote: = 39,0 m s.l.m. (da C.T.R.)			

Profondità (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	Scheda di riferimento (m)	PROVE IN SITU	
											PROVA IN SITU	PROVA IN SITU
15,00												
17,00												
19,00												
21,00												
23,00												
25,00												
27,00												
29,00												
30,00												

CAMPIONI: S = Sabbie (s°) O = Ciotoli (s°) M = Moli (s°) SD = Sementi (s°)		NOTE: Criterio: n. 6 SP: n. 2 Riscatto: 1/1000 Data: 13/10/2018		MISURA PAIDA ACQUA:	
Direttore del Laboratorio: Dott. Geol. Luigi Ghinetti		Direttore Tecnico: Dott. Geol. Francesco Rossi		Sperimentatore: Dott. Geol. Andrea Gambini	

Via Acquacalda 840/A - 53100 LUCCA - C.C.I.A.A./Tribunale R.S.A. c.p. 168603 Lucca - P.I. 01757090467  
 Telefono: +39 0583 48582 Fax: +39 0583 46559 - e-mail: [bierregi@ucom&pec.it](mailto:bierregi@ucom&pec.it) WEB: [www.bierregilucca.it](http://www.bierregilucca.it)

PAGINA 2 di 2

Risultati sondaggio a carotaggio continuo Novembre 2018: prof. 15÷30 m

### 11.3 Modello Geotecnico

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono eseguite mediante l'individuazione di un modello geotecnico appropriato e basato sui *valori caratteristici* dei parametri geotecnici ad essi correlati.

Per quanto riguarda la scelta relativa ai parametri geotecnici ed in particolare ai *valori caratteristici*, visto il volume di terreno, la buona attendibilità mostrata dai risultati di laboratorio in termini di coerenza con quanto indicato nei sondaggi, ed il tipo fondazione adottata, per l'intervento in progetto, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica, si fa riferimento a valori prossimi ai *valori minimi* di seguito riportati:

Livello	Peso di volume $\gamma$ (t/mc)	Breve termine		Lungo termine		Modulo edometrico M (kg/cmq)	Vp (m/s)	Vs (m/s)
		Angolo di attrito interno $\phi_u(^{\circ})$	Coesione non drenata $C_u$ (kg/cmq)	Angolo di attrito interno $\phi'(^{\circ})$	Coesione $c'$ (kg/cmq)			
A	1.9	-	-	-	-	-	320	160
B	1.9	0	1.3	26	0.1	60	1500	260
C	1.9	-	-	-	-	-	1400	250

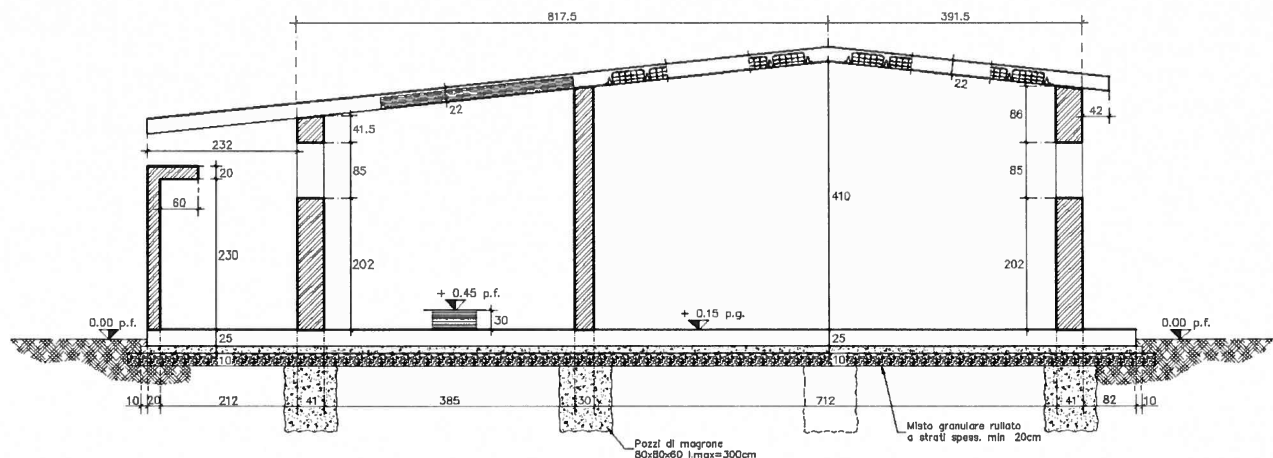
Modello geotecnico: Valori Caratteristici

### 11.4 Verifica delle Fondazioni

#### 11.4.1 Tipologia delle fondazioni

Dal punto di vista strutturale il corpo di fabbrica che ospita gli spogliatoi-servizi risulta caratterizzato da una struttura in elevazione in muratura e solai in laterocemento. Le fondazioni sono di tipo diretto a platea con spessore costante pari 25 cm. ed impostate ad una quota con un affondamento pari a circa 0.55 m. rispetto al piano di campagna ante-operam della costruzione.

Lo strato di terreno con caratteristiche meccaniche compatibili con i carichi statici e dinamici presenti viene raggiunto prevedendo il miglioramento del terreno di sottofondazione fino alla profondità di circa 100 cm dal piano campagna. La bonifica viene eseguita con la realizzazione di pozzi di magrone localizzati al di sotto delle pareti portanti ad interasse massimo pari a 3.00 m e dimensioni 80x80 cm. La profondità sarà tale da raggiungere lo strato del livello B ed ammorsarsi per circa 20/30 cm in esso. La bonifica sarà completata al di sotto del magrone con uno strato di misto granulare con uno spessore minimo di 20 cm.



Sezione A-A

#### 11.4.2 Criteri di Calcolo

Il calcolo delle pressioni trasmesse al terreno e delle sollecitazioni degli elementi costituenti le fondazioni superficiali è effettuato schematizzando l'intera struttura di fondazione con gusci su suolo elastico alla Winkler. La costante di sottofondo messa in conto è diversa per le zone su pozzi di magrone e per quelle su terreno bonificato solo con misto granulare.

Il calcolo delle pressioni trasmesse al terreno dalle fondazioni ed il dimensionamento di queste è eseguito come previsto dalla normativa N.T.C. 2018, facendo riferimento al "Design Approach 2", che prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

#### A1+ M1+R3

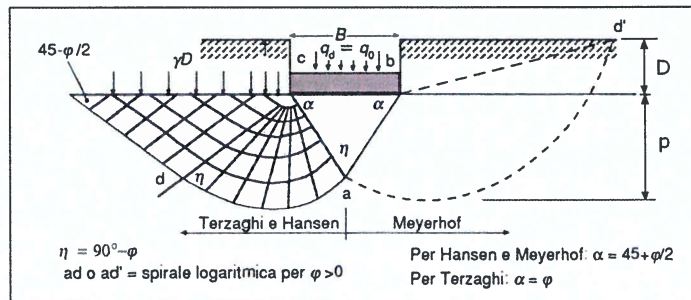
In base al valore delle sollecitazioni trasmesse dalla struttura, la fondazione è dimensionata e verificata in modo da trasmettere al sottostante terreno un carico massimo non superiore al valore della pressione limite.

	Combinazioni	Coeff.ti parziali (A) Azioni di confronto	Coeff.ti parziali (M) per i materiali	Coefficienti Parziali per resistenza (R)
<b>SLU</b>	A1 + M1+R3	$\gamma_{g1} = 1,3$ $\gamma_{g1} = 1,5$ $\gamma_q = 1,5$	$\gamma_{cu} = \gamma_{\phi} = 1,0$	$\gamma_r = 2,3$

Il controllo della capacità portante è stato eseguito sia per quanto concerne l'intera platea dell'edificio, ottenendo risultati ampiamente soddisfatti, sia ipotizzando di isolarne una porzione di dimensioni pari a 1.00x1.00m ottenendo i risultati di seguito riportati. I valori delle pressioni ottenute allo stato limite ultimo, dal modello di calcolo, sono inferiori al valore limite di 0.90 Kg/cmq.



## Calcolo Capacità Portante Cond. DRENATE



### Caratteristiche dei Terreni e delle Fondazioni

Terreno di Fondazione			Struttura di Fondazione		
Peso di Volume secco	$\gamma_t$	= 1.90 t/mc	Larghezza Fondale	<b>B</b>	= 1.40 m
Peso di Volume saturo	$\gamma_r$	= 1.90 "	Lunghezza Fondale	<b>L</b>	= 1.40 "
Angolo d'attrito	$\varphi'$	= 26.00	Profondità Piano di posa	<b>D</b>	= 1.00 "
Coesione efficace	$c'$	= 0.00 t/mq	Inclinazione Fondazione	$\eta$	= 0.00
Attrito Terreno-muro	$\delta$	= 17.33	Inclinazione Carico	$\theta$	= 12.63
Altezza Terreno Asportato	<b>Ht</b>	= 1.00 m	Eccentricità carico in B	<b>e<sub>B</sub></b>	= 0.00 m
Profondità Falda dal P.C.	<b>Hw</b>	= 0.00 "	Eccentricità carico in L	<b>e<sub>L</sub></b>	= 0.00 "

### Parametri sismici

Caratteristiche del sito			Coefficienti sismici orizzontali		
Tipo di Sottosuolo	<b>C</b>		Coeff. Riduzione acc. max	$\beta_m$	= 1.00
Accelerazione massima del sito	$a_g$	= 1.317	Coeff. Sismico orizzontali	<b>K<sub>h</sub></b>	= 0.202
	$a_g/g$	= 0.134	Coeff. Sismico verticale	<b>K<sub>v</sub></b>	= 0.101
Fattore amplificazione spettrale	<b>F<sub>0</sub></b>	= 2.415	Accelerazione massima	<b>a<sub>max</sub></b>	= 0.202
Periodo inizio tratto velocità cost.	<b>TC'</b>	= 0.294	Angolo incremento dinamico	$\theta_+$	= 12.631
Amplificazione stratigrafica	<b>SS</b>	= 1.500	(Terreno secco)	$\theta_-$	= 10.374
Amplificazione Topografica	<b>ST</b>	= 1.000			
Coeff. Amplificazione sito	<b>S</b>	= 1.500			

### Calcolo della Capacità Portante Terzaghi - Meyerhof

$$q_{ult.} = 1/2 \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + c' \cdot N_{c} \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q$$

Meccanismo di rottura : **Rottura generale**  $\Rightarrow \tan \varphi'_R = 1.00 \tan \varphi'_R$

### Risultati Approccio 2

Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)		M1		R3	
Combinazione di Progetto Azioni - Ed		Resistenza a taglio	<b>1.00</b>	Portanza	<b>2.30</b>
$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_k$		Coesione eff.	<b>1.00</b>	Scorrimento	<b>1.10</b>
$E_d = E + G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k$		Resistenza non drenata	<b>1.00</b>	Resistenza	<b>1.00</b>
$\gamma_{G1} = 1.30$		Peso unità Vol.	<b>1.00</b>		
$\gamma_{G2} = 1.30$					
$\gamma_Q = 1.50$					
		Angolo di attrito interno di calcolo	$\Phi_d$	= 26.00	
		Coeff. Spinta Passiva	<b>K<sub>p</sub></b>	= 2.56	

Fattori di Capacità Portante		Fattori Correttivi		
Contributo Forze di attrito	$N_{\gamma} = 8.002$	Fatt. di Forma	Fatt. Profondità	Fatt. Inclinazione
Contributo Forze di coesione	$N_c = 22.254$	$s_{\gamma} = 1.26$	$d_{\gamma} = 1.11$	$i_{\gamma} = 0.26$
Contributo del sovraccarico	$N_q = 11.854$	$s_c = 1.51$	$d_c = 1.23$	$i_c = 0.74$
		$s_q = 1.26$	$d_q = 1.11$	$i_q = 0.74$

Coeff. Correttivo per fondazioni larghe  $z_{\gamma} = 1.00$

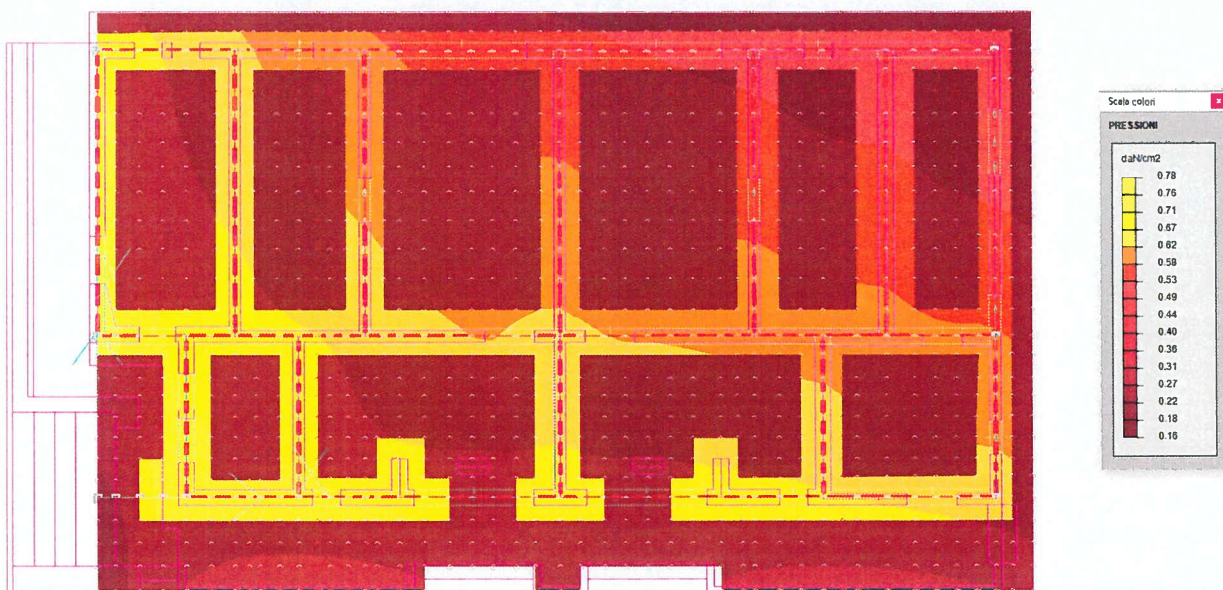
Fattori Correttivi in condizione sismiche		
Fatt. di attrito	Fatt. coesione	Fatt. sovracc.
$z_{\gamma} = 0.83$	$z_c = 0.94$	$z_q = 0.83$

Capacità Portante  $q_{ult.} = 1.80$  Kg/cm<sup>2</sup>

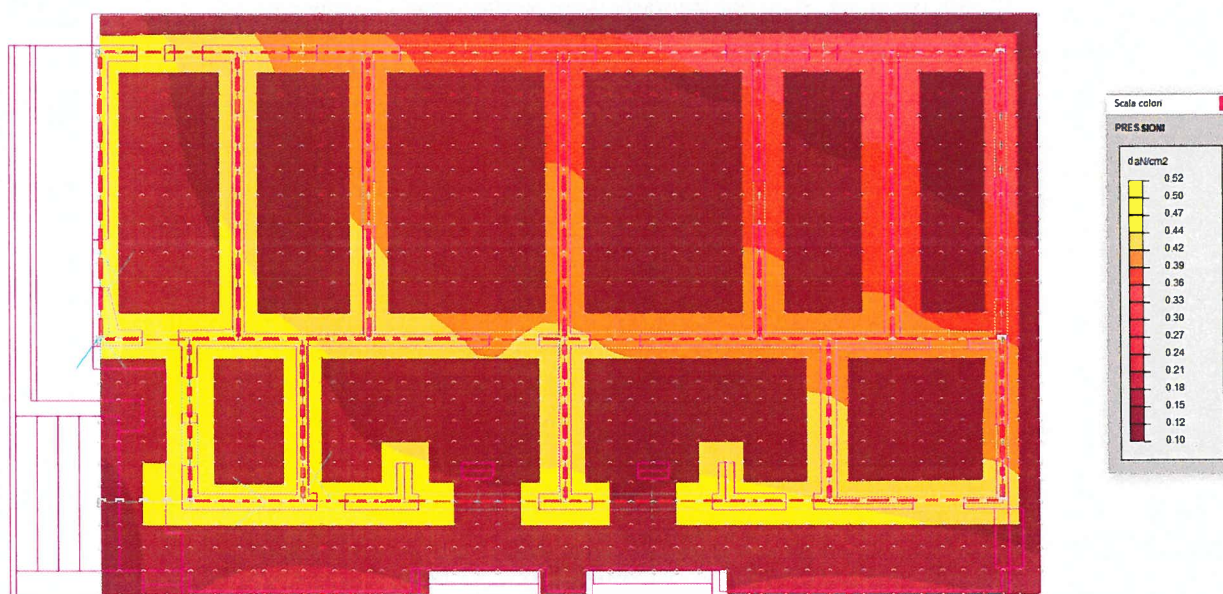
Capacità Portante  $q_{lim.} = 0.89$  Kg/cm<sup>2</sup>







Pressioni [Kg/cm<sup>2</sup>] combinazione SLU



Pressioni [Kg/cm<sup>2</sup>] combinazione Quasi Permanente

### **11.4.3 Calcolo dei Cedimenti**

---

Viste le caratteristiche geotecniche del sistema di fondazione, la quota di imposta delle fondazioni ed il limitato carico unitario che in condizione di carico Quasi Permanente fornisce una pressione media pari a:

$$\sigma_{\text{media}} \cong 0,24 \text{ daN/cm}^2$$

e quindi con un carico effettivo medio pari a:

$$\sigma_{\text{eff.}} = \sigma_{\text{media}} - \sigma_h \cong 0,14 \text{ daN/cm}^2$$

i valori dei cedimenti attesi sono senz'altro compatibili con le caratteristiche dell'oggetto strutturale.

## **12. PIANO DI MANUTENZIONE**

### **12.1 Premessa**

---

La manutenzione di una struttura ha l'obiettivo di garantirne l'utilizzo, di mantenere il valore patrimoniale e di preservarne le prestazioni nel ciclo di vita utile o vita nominale, favorendo l'adeguamento tecnico e normativo.

Il manuale d'uso, e di manutenzione rappresentano gli strumenti con cui l'utente si rapporta con l'oggetto strutturale e le sue parti:

- direttamente: utilizzandolo ed evitando comportamenti anomali che possano danneggiarne o comprometterne la durabilità e le caratteristiche;
- attraverso i manutentori che utilizzeranno così metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene.

A tal fine, i manuali definiscono le procedure di raccolta e di registrazione dell'informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione.

Il manuale d'uso mette a punto una metodica di ispezione dei manufatti che individua sulla base dei requisiti fissati dal progettista in fase di redazione del progetto, la serie di guasti che possono influenzare la durabilità del bene e per i quali, un intervento manutentivo potrebbe rappresentare allungamento della vita utile e mantenimento del valore patrimoniale.

Il piano di manutenzione è organizzato nei tre strumenti individuati dall'art. 38 del D.P.R. n.207/2010:

- Il manuale d'uso;
- Il manuale di manutenzione;
- Il programma di manutenzione.

Tali strumenti devono consentire di raggiungere, in accordo con quanto previsti dalla norma "UNI 10874 - Criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione" almeno i seguenti obiettivi, raggruppati in base alla loro natura:

#### **Obiettivi tecnico-funzionali:**

- Istituire un sistema di raccolta delle "informazioni di base" e di aggiornamento con le "informazioni di ritorno" a seguito degli interventi, che consenta, attraverso l'implementazione e il costante



aggiornamento del "sistema informativo", di conoscere e mantenere correttamente l'immobile e le sue parti;

- Consentire l'individuazione delle strategie di manutenzione più adeguate in relazione alle caratteristiche del bene immobile ed alla più generale gestione del patrimonio immobiliare;
- Istruire gli operatori tecnici sugli interventi di ispezione e manutenzione da eseguire, favorendo la corretta ed efficiente esecuzione degli interventi;
- Istruire gli utenti sul corretto uso dell'immobile e delle sue parti, su eventuali interventi di piccola manutenzione che possono eseguire direttamente; sulla corretta interpretazione degli indicatori di uno stato di guasto o di malfunzionamento e sulle procedure per la sua segnalazione alle competenti strutture di manutenzione;
- Definire le istruzioni e le procedure per controllare la qualità del servizio di manutenzione.

#### **Obiettivi economici:**

- Ottimizzare l'utilizzo del bene immobile e prolungarne il ciclo di vita con l'effettuazione d'interventi manutentivi mirati;
- Conseguire il risparmio di gestione sia con il contenimento dei consumi energetici o di altra natura, sia con la riduzione dei guasti e del tempo di non utilizzazione del bene immobile;
- Consentire la pianificazione e l'organizzazione più efficiente ed economica del servizio di manutenzione.

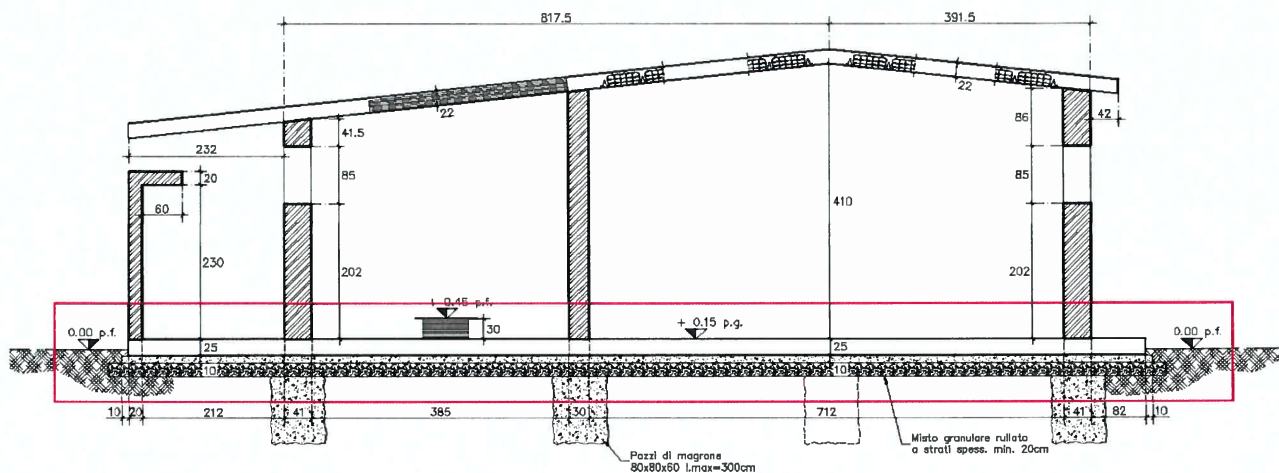
Il presente "Piano di manutenzione riguardante le strutture" previsto dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni è redatto seguendo le indicazioni sull'art. 38 del D.P.R. n.207/2010.

#### **12.2 Manuale d'uso**

Il manuale contiene l'insieme delle informazioni atte a permettere all'utente di conoscere le modalità per la migliore utilizzazione del bene, nonché tutti gli elementi necessari per limitare quanto più possibile i danni derivanti da un'utilizzazione impropria, per consentire di eseguire tutte le operazioni atte alla sua conservazione che non richiedono conoscenze specialistiche e per riconoscere tempestivamente fenomeni di deterioramento anomalo al fine di sollecitare interventi specialistici.

### 12.2.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le fondazioni sono di tipo diretto a platea con spessore costante pari a 25 cm. Al di sotto della platea, oltre ad uno strato di pulizia realizzato con calcestruzzo magrone è prevista la bonifica di uno strato superficiale mediante la realizzazione di una serie di pozzi di magrone fino al raggiungimento dello strato di terreno con caratteristiche migliori e completata da uno strato di misto granulare per uno spessore pari a 20 cm.



#### 12.2.1.1 MATERIALI

- |                    |               |
|--------------------|---------------|
| ▪ Calcestruzzo:    | Classe 25/30  |
| ▪ Acciaio per c.a: | Classe B450 C |

#### 12.2.1.2 Durabilità

In relazione alla durabilità delle parti in c.a. le condizioni ambientali sono ordinarie per la tipologia di strutture, ovvero è stata considerata una classe di esposizione XC2 (corrosione indotta da carbonatazione) per strutture di calcestruzzo a contatto con il terreno non aggressivo.

#### 12.2.1.3 Modalità di uso corretto

Gli elementi non devono essere sottoposti a carichi diversi da quelli per cui sono stati progettati oltre al peso proprio. E' opportuno che la struttura ed il terreno di rinterro non vengano modificati nella loro natura e nelle sezioni, in relazione a quanto predisposto dal progettista.

#### 12.2.1.4 Ispezionabilità

Non è possibile effettuare normalmente verifiche di controllo sulle fondazioni dirette e sulle platee se non mediante appositi sondaggi. Le strutture delle parti fuoriterra sono normalmente ispezionabili.

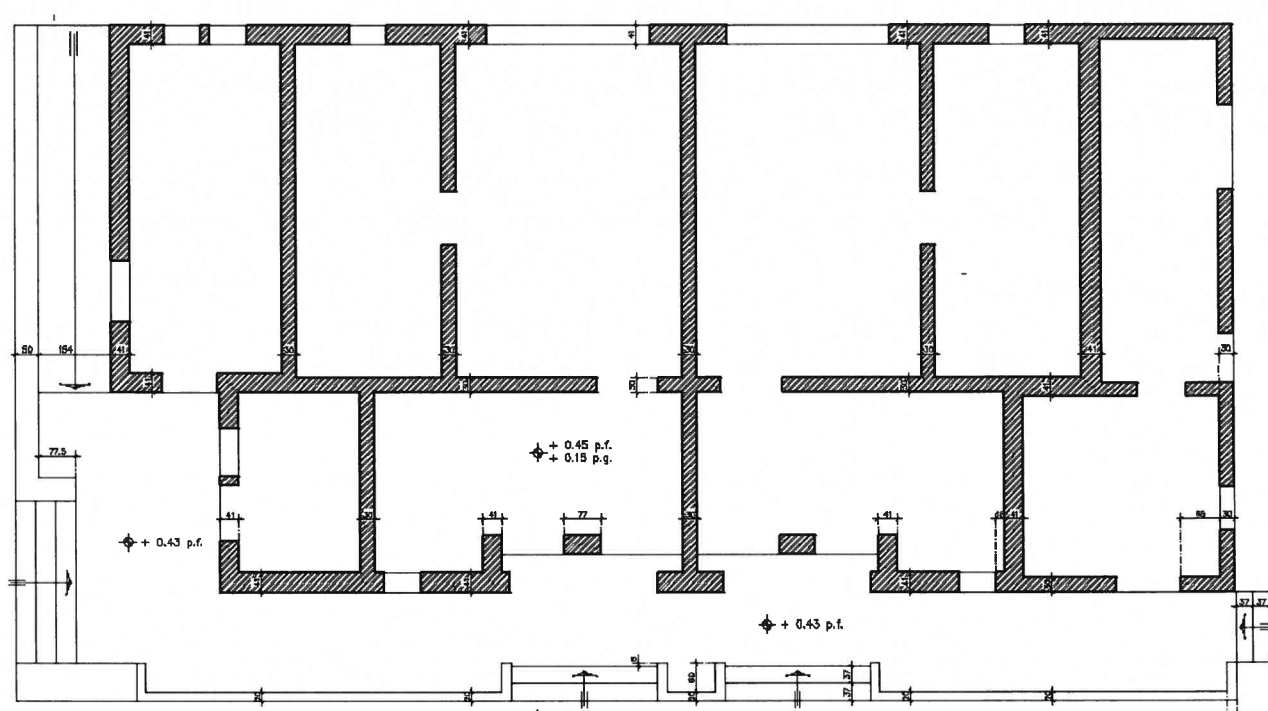
#### **12.2.1.5 Anomalie riscontrabili**

---

- Fessurazioni, lesione, cedimento, fratturazione.
- Movimenti relativi tra i giunti, bolle d'aria, croste.
- Decolorazione, depositi superficiali, efflorescenze.
- Erosione, macchie, cavillature distacchi di parte di calcestruzzo superficiale (copriferro) ed esposizione dei relativi ferri di armatura a fenomeni di corrosione.

### 12.2.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE

L'edificio è caratterizzato da una struttura in elevazione realizzata mediante pannelli in muratura disposti nelle due direzioni principali dell'edificio ed ortogonali fra di loro. I pannelli sono costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi artificiali semipieni con giunto di malta continuo monostrato. Il singolo paramento sarà realizzato impiegando blocchi in laterizio alleggerito con una percentuale di foratura minore del 45%, da porre in opera con i fori verticali, con una malta di tipo M10.



#### 12.2.1.1 MATERIALI

- |                           |                                 |
|---------------------------|---------------------------------|
| ▪ Blocchi in laterizio:   | Categoria I                     |
| Percentuale di foratura   | 45%                             |
| Resistenza a compressione | $F_{bk} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ |
| ▪ Malta M10               |                                 |

#### ***12.2.1.2 Modalità di uso corretto***

---

- Non è consentito apportare modifiche o comunque compromettere l'integrità delle strutture per nessun motivo.
- Gli elementi non devono essere sottoposti a carichi diversi da quelli per cui sono stati progettati

#### ***12.2.2.3 Ispezionabilità***

---

Non è possibile effettuare normalmente verifiche di controllo sulle pareti in laterizio se non mediante appositi sondaggi o rimozione degli strati esterni di finitura.

#### ***12.2.2.4 Anomalie riscontrabili***

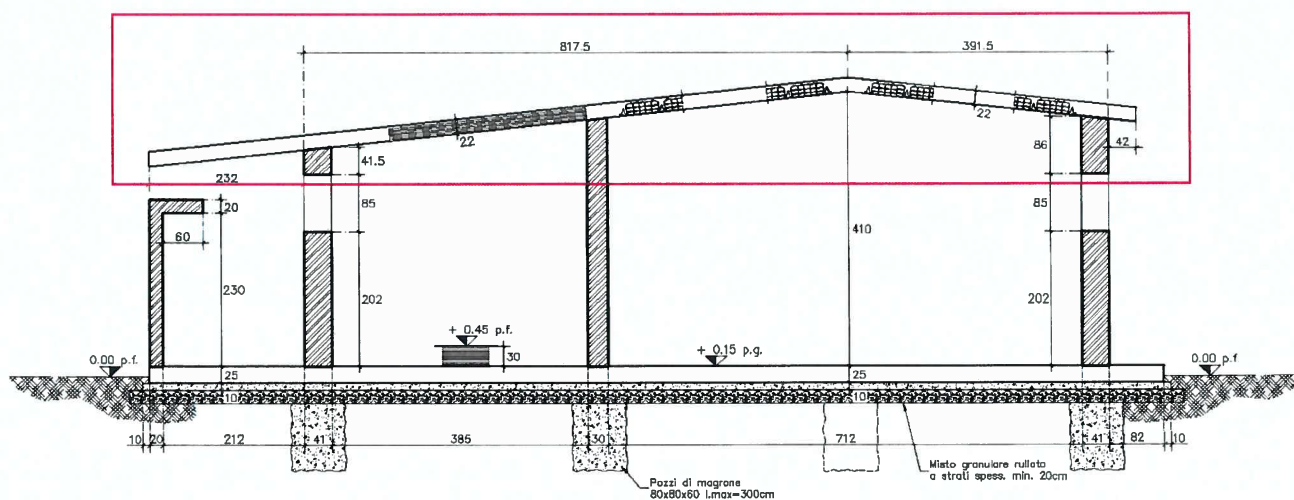
---

- Fessurazioni, lesione, cedimento, fratturazione.
- Movimenti relativi tra i giunti, bolle d'aria, croste.
- Decolorazione, depositi superficiali, efflorescenze.
- Erosione, macchie, cavillature distacchi di parte di intonaco superficiale.

### 12.2.3 STRUTTURE ORIZZONTALI ELEVAZIONE – SOLAIO DI COPERTURA IN C.A.

#### 12.2.3.1 Descrizione

Il sistema di copertura è realizzato mediante solaio unidirezionale in laterocemento abbinato ad una soletta piena in C.A. dello stesso spessore in corrispondenza delle gronde. Il solaio in laterocemento è costituito da una soletta superiore e travetti in laterocemento ad interasse e larghezza costante ed altezza totale pari a 22



#### 12.2.3.2 MATERIALI

- |                    |               |
|--------------------|---------------|
| ▪ Calcestruzzo:    | Classe 30/37  |
| ▪ Acciaio per c.a: | Classe B450 C |

#### 12.2.3.3 Durabilità

In relazione alla durabilità delle parti in c.a. le condizioni ambientali sono ordinarie per la tipologia di strutture, ovvero è stata considerata una classe di esposizione XC1/XC3 (corrosione indotta da carbonatazione) per strutture di calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa e/o esposto all'esterno protetto dalla pioggia.

#### 12.2.3.4 Modalità di uso corretto

- Non è consentito apportare modifiche o comunque compromettere l'integrità delle strutture per nessun motivo.
- Gli elementi non devono essere sottoposti a carichi diversi da quelli per cui sono stati progettati

#### ***12.2.3.5 Ispezionabilità***

---

Non è possibile effettuare normalmente verifiche di controllo sui solai se non mediante appositi sondaggi o rimozione degli strati esterni di finitura.

#### ***12.2.3.6 Anomalie riscontrabili***

---

- Fessurazioni, lesione, cedimento, fratturazione.
- Movimenti relativi tra i giunti, bolle d'aria, croste.
- Decolorazione, depositi superficiali, efflorescenze.
- Erosione, macchie, cavillature distacchi di parte di calcestruzzo superficiale (copriferro) ed esposizione dei relativi ferri di armatura a fenomeni di corrosione.

### **12.3 MANUALE DI MANUTENZIONE**

---

Il manuale di manutenzione si riferisce alla manutenzione delle parti più importanti del bene. Esso fornisce, in relazione alle diverse aree del complesso, alle caratteristiche dei materiali o dei componenti interessati, le indicazioni necessarie per la corretta manutenzione nonché per il ricorso ai centri di assistenza o di servizio.

#### **12.3.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE**

##### **12.3.1.1 Anomali Ricontrabili**

---

Gli unici segni di anomalie del sistema fondazionale individuabili senza indagine mirata, sono riscontrabili solo sulle opere soprastanti a seguito di cedimento strutturali.

##### **12.3.1.2 Controlli**

---

- **Eseguibili direttamente dall'utente:** controllo a vista
  - Modalità di ispezione: effettuare verifiche e controlli approfonditi particolarmente in corrispondenza di manifestazioni a calamità naturali (sisma, nubifragi).
- **Controlli da eseguire a cura di personale specializzato**
  - Modalità di ispezione: verifica integrità della struttura, sondaggi, prelievo di campioni per prove distruttive, prove non distruttive, monitoraggio del quadro fessurativo nel lungo tempo.

##### **12.3.1.3 Interventi**

---

- **Eseguibili direttamente dall'utente:** Nessuno
- **Controlli da eseguire a cura di personale specializzato:** Tecnico abilitato qualificato (ingegnere e/o architetto) che dovrà valutare l'entità e le cause del danno definendo gli interventi di ripristino ed il personale specializzato da impiegare.

### **12.4. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE**

---

Il programma di manutenzione prevede un sistema di controlli e di interventi da eseguire, a cadenze temporalmente programmate al fine di una corretta gestione della costruzione nel corso degli anni. Esso si articola secondo tre sottoprogrammi:

- **Sottoprogramma delle prestazioni**
  - Il sottoprogramma delle prestazioni prende in considerazione, per ciascuna classe di requisito le prestazioni fornite dall'opera nel corso del suo ciclo di vita.
- **Sottoprogramma dei controlli**



- Il sottoprogramma dei controlli definisce il programma delle verifiche e dei controlli, al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita dell'opera.
- **Sottoprogramma degli interventi di manutenzione**
- Il sottoprogramma degli interventi di manutenzione, riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta osservazione del bene.

#### **12.4.1 Sottoprogramma delle prestazioni:**

##### **12. 4.1.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE**

- **Classe di requisito: resistenza meccanica e stabilità:** Capacità dell'opera di sopportare i carichi prevedibili senza dar luogo a crollo totale o parziale, deformazioni inammissibili, deterioramenti di sue parti o degli impianti fissi, danneggiamenti anche conseguenti ad eventi accidentali ma comunque prevedibili.
- ***Livello minimo delle prestazioni:*** stabilito dal progettista in fase di progetto e dichiarato sulla relazione generale di progetto in funzione della concezione strutturale dell'opera e della vita utile stabilita per la struttura.
- **Classe di requisiti: durabilità.** Capacità di materiali e strutture di conservare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture si ottiene utilizzando materiali di ridotto degrado ovvero mediante procedure di manutenzione programmate.
- ***Livello minimo delle prestazioni:*** stabilito dal progettista in fase di progetto e dichiarato sulla relazione generale di progetto in funzione della concezione strutturale dell'opera e della vita utile stabilita per la struttura.

#### 12.4.2 Sottoprogramma dei controlli:

Elementi manutenibili/controlli	Tipologia	frequenza
<b>Strutture fondazionali</b> Controllo: Controllo struttura Valutazione delle lesioni, in termini diffusione sugli elementi soprastanti interessati (pavimenti, partizioni interne, elementi strutturali ecc), di andamento ed estensione nel fabbricato della situazione che è emersa, cedimenti, dislocazioni ecc, e di variazione della loro estensione nel breve tempo. Effettuare verifiche e controlli approfonditi particolarmente in corrispondenza di manifestazioni a calamità naturali (sisma, nubifragi).	Controllo a vista	Ogni 12 mesi
<b>Strutture Orizzontali – Solai in C.A.</b> Controllo: Controllo struttura Valutazione integrità strutture, individuando la presenza di eventuali anomalie come fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copriferro e relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura.	Controllo a vista	Ogni 12 mesi

### 12.4.3 Sottoprogramma degli interventi:

#### Interventi sull'opera

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi secondo il tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato. La diagnosi deve essere resa dal tecnico abilitato che riporterà, in elaborati esecutivi, gli interventi necessari. Frequenza di controllo: all'occorrenza.

#### Consolidamenti dell'opera

Il consolidamento dell'opera, in seguito ad eventi straordinari (dissesti, cedimenti) o variazione dei sovraccarichi va progettato da un tecnico abilitato ed eseguito da impresa idonea.

Elementi manutenibili/controlli	Frequenza
<b>Strutture fondazionali:</b> nessun intervento programmato in assenza di dissesto	
<b>Strutture Orizzontali – Solai in C.A.</b> 1) Intervento conservativo Sigillatura preventiva delle fessurazioni per preservare l'acciaio dalla corrosione in profondità 2) Intervento curativo 3) Rimozione del calcestruzzo ammalorato, pulizia e trattamento dell'acciaio, ricostruzione del copriferro con malte specifiche	Ogni 5 anni          Ogni 50 anni