

COMUNE DI PAULI ARBAREI

Provincia del Medio Campidano

LAVORI DI COSTRUZIONE DI UN CENTRO DI SERVIZI E PROMOZIONE DI PRODOTTI LOCALI E SISTEMAZIONE DELL' AREA ESTERNA, II LOTTO

Relazione calcoli esecutivi strutture

INDICE

- 1 Descrizione generale dell'opera
- 2 Normativa di riferimento
- 3 Materiali impiegati e resistenze di calcolo
- 4 Analisi dei Carichi - Verifica a compressione sul terreno
- 5 Metodo di progettazione allo Stato Limite
 - 5.1 Valutazione dell'azione sismica sulla muratura portante
- 6 Azioni sulla struttura
- 7 Analisi progetto e verifica cordolo perimetrale
- 8 Analisi verifica statica della muratura
- 9 Analisi verifica sismica della muratura
- 10 Analisi progetto e verifica strutture di fondazione

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'area oggetto del presente progetto è sita nella parte settentrionale del centro abitato di Pauli Arbarei, tra la via Verdi, la strada Comunale Pauli Arbarei - Tuili (prolungamento della S.P.49), ed il rio Su Pauli.

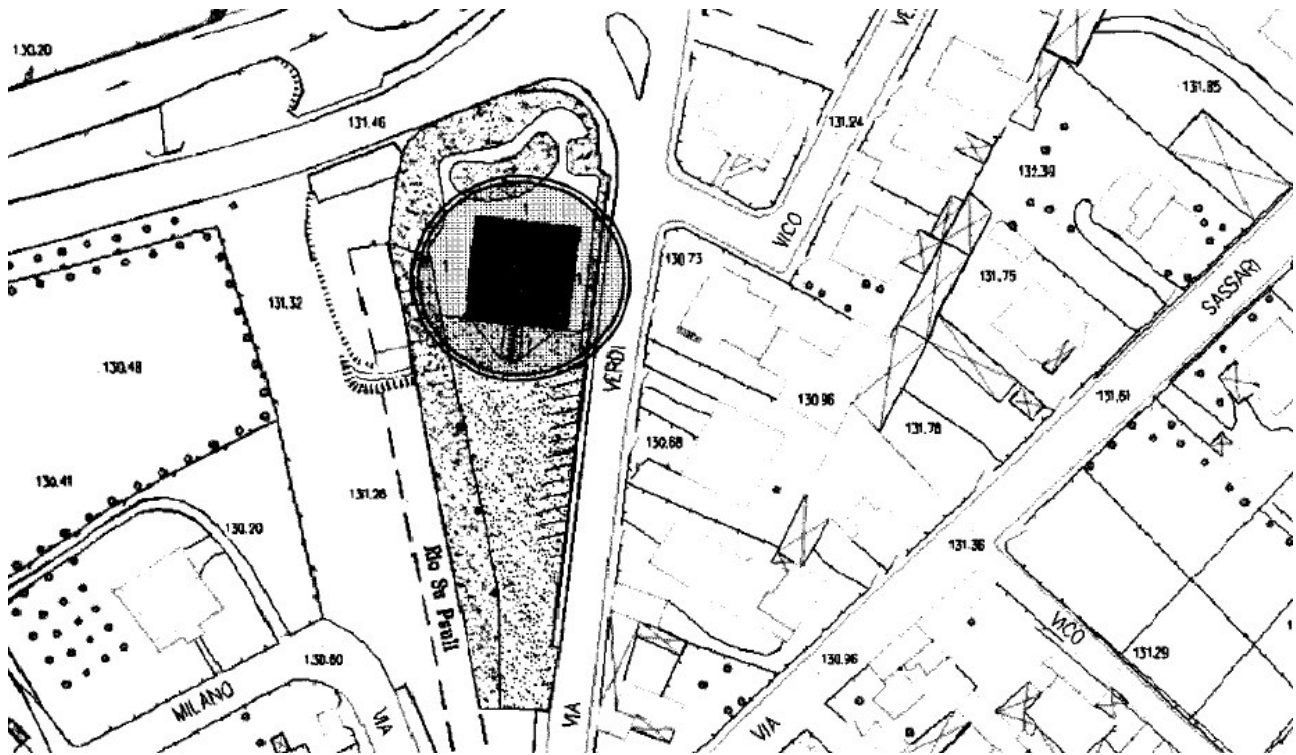


Figura 1 Ubicazione del fabbricato in progetto

Si tratta in particolare di un fabbricato tipo “campidanese”, costituito da un solo piano fuori terra, il cui utilizzo sarà prevalentemente dedicato all'organizzazione di mostre espositive per promozione dei prodotti locali di pregio. La struttura del fabbricato a seguito delle indicazioni geologiche e geotecniche fornite, sarà realizzata con fondazioni continue in calcestruzzo armato con cordolo di copertura sovrastante la muratura portante in laterizio, sulla quale graverà la copertura con struttura in legno lamellare a falde costituita da 9 capriate aventi luce di m 4,30 e n. 2 capriate angolari aventi luce di m. 6,00; tali capriate sono collegate in sommità da una trave di colmo. La trave di colmo risulta connessa al cordolo perimetrale con falsi puntoni posti ad interasse di m. 0,80. Tale struttura di copertura portante risulta sormontata da tavolato in perlinato ligneo da 2,5 cm di spessore con successivo pannello di coibentazione con tetto aerato e finitura in tegole coppi sardi. Tali cordoli di copertura saranno rivestiti sul lato esterno da pannelli isolanti in polistirene onde ridurre la dispersione di calore dovuta ai ponti termici strutturali.

La loggia risulta anch'essa progettata con copertura in legno costituita da arcarecci sorretti all'estremità della muratura portante, tramite una trave “dormiente”, ed alla gronda da una

trave principale connessa ad 11 pilastri in legno. Tale copertura sarà completata da tavolato in legno e finitura in tegole coppi sardi previa adeguata guaina impermeabilizzante. All'esterno la muratura di recinzione sarà realizzata con fondazione continua in c.a. con muratura in laterizio doppio Uni con inserimento di pilastri in c.a. e cordolo superiore di collegamento sempre in c.a..

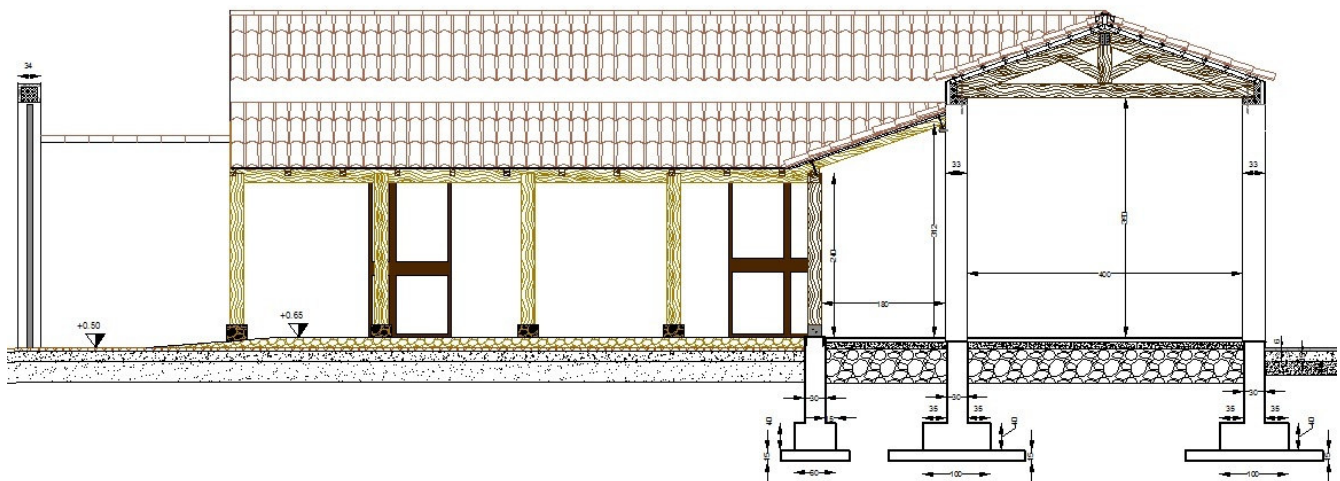


Figura 2 Sezione dell'opera in progetto

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative vigenti:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*"
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"
- "*Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica*" - Roma 1981.
- D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) "*Norme tecniche per le Costruzioni*"
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
- "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

3 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- Calcestruzzo tipo C25/30 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio FeB44K (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 430.0 \text{ N/mm}^2$);

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig.3.

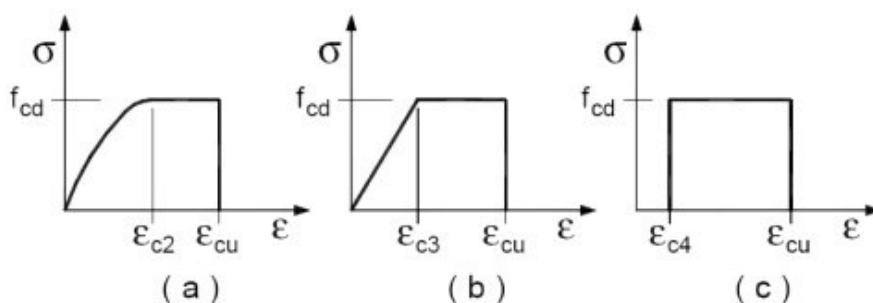


Figura 3 Diagrammi costitutivi CLS

La deformazione massima $\epsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

Allo stesso modo, i diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig.4.

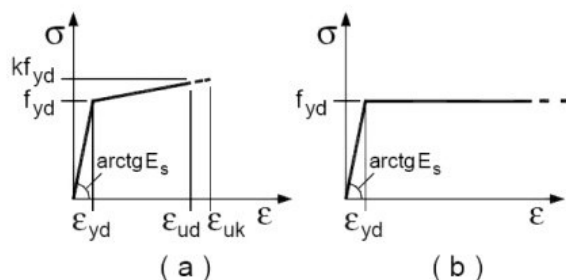


Figura 4 Diagrammi costitutivi acciaio

La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / g_f . Il coefficiente di sicurezza g_f si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

4 ANALISI DEI CARICHI - VERIFICA A COMPRESSIONE SUL TERRENO

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni".

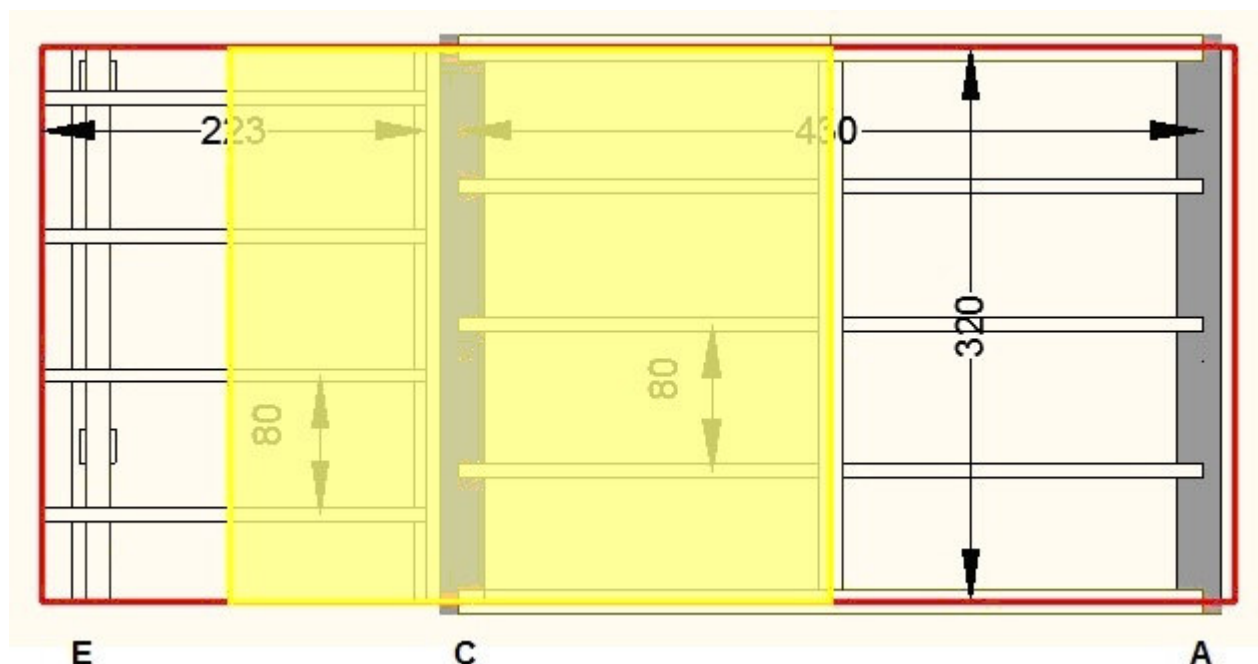


Figura 5 Area di interesse considerata per l'analisi dei carichi

Per l'analisi dei carichi è stata considerata l'area compresa tra due capriate.

Si sono asseverati i calcoli e le verifiche fornite dalla ditta fornitrice (CENTRO LEGNO s.r.l. vedere allegato1), delle capriate per la copertura a falde e della struttura in legno per la loggia.

La fondazione C= D (vedere tavole esecutivi prospetto fondazione C) è quella che deve sopportare i carichi derivanti per metà dalla copertura delle falde e per metà dalla copertura della loggia; quindi risulta presumibilmente la fondazione più caricata.

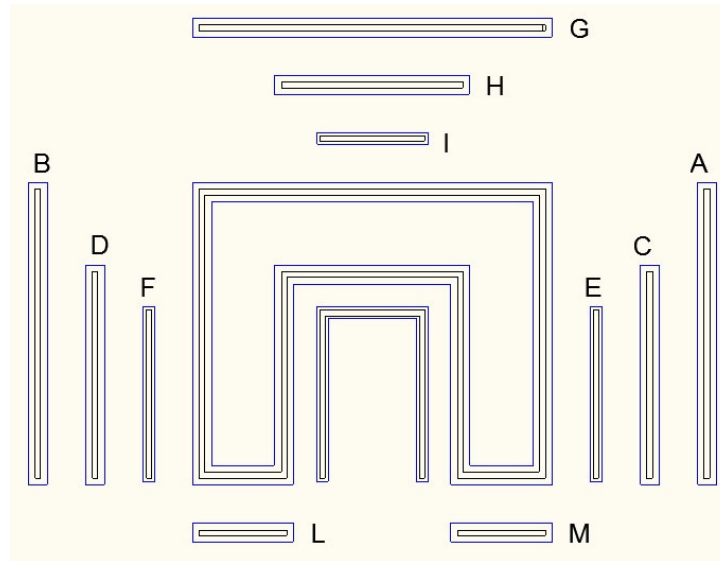


Figura 6 pianta schematica fondazioni

Considerata la situazione più gravosa, si prende in esame la fondazione $C = D$ e si standardizza il metodo di progettazione e di verifica della stessa alle altre tipologie di fondazione (A, E, F, D, B, I, H, G, L, M, N). Si effettua una prima verifica a compressione sul terreno asseverando i dati forniti, dalla relazione geotecnica del Dott. Geol. Mauro Pompei per quanto concerne le caratteristiche portanti del terreno (vedere allegato G progetto esecutivo), e dalle schede tecniche delle strutture in legno di copertura consultate in fase di progettazione e fornite dalla Ditta Centro Legno s.r.l. (allegato n°1 – Verifica strutture in legno della copertura).

I calcoli di verifica sono riepilogati nella seguente tabella 1:

Tabella 1_Analisi dei Carichi - Verifica a compressione sul terreno.

| COPERTURA | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|----------|----------------|------------------------------|------|--|------------------|------------------|-----------------|---|----------|-----------------------------|----------|------------------------|
| | n° pezzi | peso (kg/m) | peso (kg/m ²) | a ml | area di interess (m ²) | lunghezza (m) | larghezza (m) | spessore (m) | peso specifico (kg/m ³) | totale | unità di misura kg | totale | unità di misura daN |
| tegole | 28 | 2 | 56 | | 7,36 | | | | | 412,16 | kg | 404,21 | daN |
| isotec | | | | | 7,36 | | | 0,06 | 40 | 17,66 | kg | 17,32 | daN |
| perlinato | | | | | 7,36 | | | 0,03 | 600 | 110,40 | kg | 108,27 | daN |
| capriata | | | | | | | | | | 324,16 | kg | 317,90 | daN |
| trave di colmo | 1 | 13 | | | | 3,2 | | | | 41,60 | kg | 40,80 | daN |
| falso puntone | 6 | 4 | | | | 2,5 | | | | 60,00 | kg | 58,84 | daN |
| cordolo in cls | 2 | | | | | 3,2 | 0,3 | 0,25 | 2500 | 600,00 | kg | 588,42 | daN |
| TOTALE | | | | | | | | | | 1.565,98 | kg | 1.535,76 | daN = N ₁ |
| | | | | | | | | | | | | 1.535,76 | daN |

| LOGGIA | | | | | | | | | | | | | |
|-----------|----------|----------------|------------------------------|------|--|------------------|------------------|-----------------|---|--------|-----------------------------|----------|------------------------|
| | n° pezzi | peso (kg/m) | peso (kg/m ²) | a ml | area di interess (m ²) | lunghezza (m) | larghezza (m) | spessore (m) | peso specifico (kg/m ³) | totale | unità di misura kg | totale | unità di misura daN |
| tegole | 28 | 2 | 56 | | 4,16 | | | | | 465,92 | kg | 456,93 | daN |
| perlinato | | | | | 4,16 | | | 0,03 | 600 | 31,20 | kg | 30,60 | daN |
| arcarecci | 4 | 4 | | | | 2,5 | | | | 20,00 | kg | 19,61 | daN |
| dormiente | 1 | 4 | | 1 | | 3,2 | | | | 12,80 | kg | 12,55 | daN |
| TOTALE | | | | | | | | | | 529,92 | kg | 519,69 | daN = N ₂ |
| | | | | | | | | | | | | 2.055,45 | daN |

| MURO POROTON | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------|----------|----------------|------------------------------|------|--|------------------|------------------|-----------------|---|----------|-----------------------------|----------|------------------------|
| | n° pezzi | peso (kg/m) | peso (kg/m ²) | a ml | area di interess (m ²) | lunghezza (m) | larghezza (m) | spessore (m) | peso specifico (kg/m ³) | totale | unità di misura kg | totale | unità di misura daN |
| muroblocco 700-30 | 17 | 13 | 221 | | | 3,25 | 3,2 | | | 2.298,40 | kg | 2.254,04 | daN |
| intonaco esterno | | | | | | 0,36 | 3,2 | 3,25 | 30 | 112,32 | kg | 110,15 | daN |
| intonaco interno | | | | | | 0,1 | 3,2 | 3,25 | 30 | 31,20 | kg | 30,60 | daN |
| TOTALE | | | | | | | | | | 2.441,92 | kg | 2.394,79 | daN = N ₃ |
| | | | | | | | | | | | | 4.450,24 | daN |

| FONDAZIONE | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|----------|----------------|------------------------------|------|--|------------------|------------------|-----------------|---|----------|-----------------------------|----------|------------------------|
| | n° pezzi | peso (kg/m) | peso (kg/m ²) | a ml | area di interess (m ²) | lunghezza (m) | larghezza (m) | spessore (m) | peso specifico (kg/m ³) | totale | unità di misura kg | totale | unità di misura daN |
| fondazione in elevazione | | | | | | 1,2 | 3,2 | 0,3 | 2550 | 2.937,60 | kg | 2.880,90 | daN |
| base fondazione | | | | | | 1 | 1 | 0,4 | 2550 | 1.020,00 | kg | 1.000,31 | daN |
| TOTALE | | | | | | | | | | 3.957,60 | kg | 3.881,22 | daN = N ₄ |
| | | | | | | | | | | | | 8.331,46 | daN |

$$N_{\text{tot}} = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 8.331,46 \text{ daN}$$

$$A_{tot} = (100 * 100) \text{ cm}^2$$

Si considera tale area di impronta sul terreno, ridotta, dato che i carichi sono calcolati per uno sviluppo maggiore come da tabella, a vantaggio della sicurezza.

$$\sigma_{ed} = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 / A_{tot} = 0,83 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{tam} = 1,30 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICATO

Dove la σ_{ed} è la tensione di esercizio che la fondazione esercita sul terreno;
la σ_{tam} è la tensione ammissibile di del terreno che rappresenta la capacità massima portante del terreno in termini di resistenza alla rottura.

Combinazione fondamentale

Le azioni sulla costruzione sono state 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, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 12 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (nella formula precedente).

5 METODO DI PROGETTAZIONE ALLO STATO LIMITE

5.1 Valutazione dell'azione sismica sulla muratura portante

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 7 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni" per le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in **zona 4**. In particolare si è fatto riferimento alla procedura semplificata indicata come **metodo 2** al § C7 della "Circolare 2 febbraio 2009 n. 617. Nello specifico sono state consultate:

- Capitolo 2 delle NTC del D.M.14/01/2008
SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Capitolo 3 delle NTC del D.M. 14/01/2008
AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Capitolo 4 delle NTC del D.M.14/01/2008
COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO
-4.5 COSTRUZIONI IN MURATURA
- Capitolo 7 delle NTC del D.M.14/01/2008
PROGETTAZIONI PER AZIONI SISMICHE

In tal caso le sollecitazioni sismiche, per tutti i **tipi di costruzione, le classi d'uso** e per qualsiasi **categoria di sottosuolo** del terreno, debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, un sistema di forze orizzontali calcolate assumendo uno spettro di progetto costante e pari a $S_d(T)=0,07g$.

Tale valutazione "semplificata" degli effetti del sisma sulla struttura, per i siti ricadenti in zona 4, è valida solo se *"gli orizzontamenti siano assimilabili a diaframmi rigidi, ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano"*.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito:

| Latitudine | Longitudine | Altitudine |
|----------------|---------------|------------|
| [°] | [°] | [m] |
| 39° 39' 46.00" | 8° 55' 19.00" | 140 |

Figura 7 Coordinate geografiche del sito

6 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sulle coperture, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti sulle membrature (travi/cordoli, pilastri in legno, muratura portante).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi distribuiti lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

L'analisi dei carichi agenti sulla copertura ha evidenziato il valore delle combinazioni dei carichi esplicitati nell'allegato 2, comma 2.1 e di seguito riepilogati:

- **CARICHI PERMANENTI**

- strutturali $G_1^* = 2,2 \text{ KN/m}$
- non strutturali $G_2^* = 3,6 \text{ KN/m}$

- **CARICHI VARIABILI**

- $$\frac{Q_{acc}}{9,3 \text{ KN/m}} = \frac{3,5 \text{ KN/m}}{9,3 \text{ KN/m}}$$

peso che grava sul colmo del cordolo:

$$P = (9,3 * 5) = 46,5 \text{ KN/m}$$

reazioni:

$$R_{dA} = 24 \text{ KN}$$

$$\text{reazione in testa al cordolo} > R_A \text{ catena} = 21 \text{ KN}$$

$$R_{dB} = 24 \text{ KN}$$

$$\text{reazione in testa al cordolo} > R_B \text{ catena} = 21 \text{ KN}$$

$$R_{dP} = 2,1 \text{ KN} * (1,125) = 2,36 \text{ KN} \quad \text{reazione in testa al cordolo} > R_v \text{ falso puntone} = 2,1 \text{ KN}$$

Si considerano le reazioni calcolate, visto che quelle certificate dalla ditta CENTRO LEGNO s.r.l. sono minori. Pertanto tali carichi considerati vanno a vantaggio della sicurezza.

7 ANALISI PROGETTO E VERIFICA CORDOLO PERIMETRALE

Per quanto riguarda il cordolo perimetrale connesso alla copertura dell'edificio, sono state effettuate le analisi dei carichi agenti con le necessarie verifiche SLU del calcestruzzo e delle armature di progetto. Tali calcoli sono riepilogati nell'allegato 2.2

8 ANALISI VERIFICA STATICA DELLA MURATURA

La muratura portante dell'edificio è costituita da muroblocco in laterizio, tipo Poroton dello spessore cm 30.

Sono state svolti i calcoli di verifica statica in conformità al comma 4.5 delle NTC D.M. 14/01/2008.

Tali calcoli di verifica sono riepilogati nell'allegato 2, comma 2.3.

9 ANALISI VERIFICA SISMICA MURATURA

Il sisma è un fenomeno dinamico che imprime alle fondazioni spostamenti variabili nel tempo ed induce nelle masse strutturali delle forze di inerzia proporzionali alle masse stesse ed alle relative accelerazioni.

Le vibrazioni della struttura in generale nascono da una complessa sovrapposizione di modi di vibrare traslazionali e torsionali. Tuttavia, per edifici con caratteristiche di simmetria e di compattezza in pianta ma soprattutto regolari in altezza, si può ritenere che i modi di vibrazione torsionali non si presentino o comunque siano trascurabili.

Così facendo è quindi possibile analizzare la struttura stessa con metodi statici, cioè con forze applicate non dipendenti dal tempo che producano effetti che simulano il comportamento della struttura sotto sisma con sufficiente approssimazione.

Pertanto sono stati svolti i calcoli di verifica dinamica della muratura in conformità al capitolo 7 delle NTC D.M. 14/01/2008, di cui all'allegato 2, comma 2.4

10 ANALISI PROGETTO E VERIFICA STRUTTURE DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda le travi rovesce continue di fondazione perimetrale all'edificio, sono state effettuate le necessarie verifiche SLU del calcestruzzo e delle armature di progetto, sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno, esplicitate nella relazione geotecnica del Dott. Geol. Mauro Pompei suddetta. Tali calcoli sono riepilogati nell'allegato 2, comma 2.5.

Per quanto riguarda le travi rovesce continue di fondazione su cui gravano i pilastri della loggia, sono state effettuate solamente le verifiche di rigidezza, considerando, per analogia, tutte le altre verifiche valide effettuate per travi rovesce perimetrali all'edificio suddette, parimenti per quanto riguarda la scelta dimensionale delle armature.

Per quanto riguarda le travi rovesce continue del muro di cinta e le travi di collegamento sono state ritenute superflue le verifiche, dato che sono gravate da carichi pressoché trascurabili, si è proceduto ad un dimensionamento similare alle travi rovesce continue di fondazione su cui gravano i pilastri della loggia con armature minime di progetto.

Per quanto concerne i disegni esecutivi delle armature di progetto si rimanda alle seguenti tavole allegate al progetto esecutivo:

- 6 a Particolare armature strutture fondazioni;
- 6 b Particolare armature strutture cordoli;
- 6 c Particolare armature strutture muro di cinta;

Il progettista
Dott. Ing Antonio Ibba

Allegato n°1

Verifica strutture in legno della copertura

Allegato n°2
Progetto e verifica delle strutture in CA e murature portanti.