



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

**Città di
Figline e Incisa Valdarno
Città Metropolitana di Firenze**

AREA GESTIONE E SVILUPPO DEL TERRITORIO

**PNRR M4C1 INVESTIMENTO 1.1: RICONVERSIONE AD ASILO NIDO DI UNA
PORZIONE DELLA SCUOLA PRIMARIA "LA MASSA" MEDIANTE
RISTRUTTURAZIONE CON EFFICIENTAMENTO ENERGETICO**

CUP: F93C24000400006

Località Massa - 50064 - Figline e Incisa Valdarno (FI)

R.U.P.: Arch. Roberto Calussi

Progettazione e coordinamento
per la sicurezza:

Fabrica Progetti S.r.l.
via G.Pasquali 14 - 50135 Firenze (FI)
Ing. Emiliano Colonna
Ing. Jacopo Morganti



Consulenza per la progettazione
energetica e impiantistica:

Studio Greenhaus
via Togliatti 108 - 50059 Sovigliana, Vinci (FI)
Ing. Gabriele Barbanti

greenhaus

PROGETTO ESECUTIVO

TAV.

24032E-R-S-03

OGGETTO:

Relazione di calcolo opere strutturali

Scala:

-

Edizione:

01

Data:

Settembre 2024

INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. PREMESSA..... | 4 |
| 2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE..... | 4 |
| 3. MATERIALI DELLE STRUTTURE ESISTENTI..... | 5 |
| 3.1 CALCESTRUZZO ESISTENTE | 5 |
| 3.2 ACCIAIO ESISTENTE | 7 |
| 4. LIVELLO DI CONOSCENZA | 8 |
| 5. ANALISI DEI CARICHI..... | 9 |
| 5.1 CARICHI PERMANENTI E SOVRACCARICHI | 9 |
| 5.2 AZIONE SISMICA..... | 12 |
| 5.3 AZIONE DELLA NEVE..... | 13 |
| 5.4 AZIONE DEL VENTO | 14 |
| 6. COMBINAZIONI DI CARICO | 15 |
| 6.1 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE | 15 |
| 6.2 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE..... | 16 |
| 7. CRITERI DI MODELLAZIONE E ANALISI | 17 |
| 7.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA..... | 17 |
| 7.1.1 CARATTERISTICHE GENERALI | 17 |
| 7.1.2 MODELLO DI CALCOLO..... | 17 |
| 8. VERIFICHE STRUTTURALI..... | 20 |
| 8.1 VERIFICHE DI RIGIDEZZA..... | 21 |
| 8.2 VERIFICHE ANALITICHE..... | 22 |
| 8.2.1 VERIFICA SOLAIO S1 CON TRAVETTI C.A.P COPERTURA | 22 |
| 8.2.2 VERIFICA SOLAIO S2 TIPO BAUSTA COPERTURA | 23 |

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE STRUTTURALI

| | | |
|------------|---|-----------|
| 8.2.3 | VERIFICA SOLAIO S3 TIPO BAUSTA CON RIALZAMENTO | 24 |
| 8.2.4 | VERIFICA SOLAIO S4 A TERRA DI NUOVA REALIZZAZIONE | 25 |
| 8.2.5 | TETTOIA IN ACCIAIO..... | 26 |
| 8.2.6 | VERIFICA TAMPONATURE..... | 28 |
| 8.3 | VERIFICHE SULLE FONDAZIONI | 30 |
| 8.3.1 | TRAVI DI FONDAZIONE | 30 |

1. PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli relativi al progetto delle strutture per l'intervento di adeguamento sismico della scuola Primaria "La Massa", riconvertita poi in asilo nido, ubicata in Via Nannicione, nel Comune di Figline e Incisa Valdarno (FI). Le opere previste consistono nell'inserimento di alcuni setti in c.a., nell'inserimento di alcuni ringrossi di fondazione, nel rinforzo di alcune travi e nel posizionamento di presidi antiribaltamento per le tamponature esterne.

I dati sismici dell'area oggetto di interesse sono stati desunti dalla Relazione Geologica redatta nel Luglio 2024 dal Dott. Geol. Michele Cecchi.

2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

L'immobile interessato dai lavori occupa una superficie di circa 320 mq e si inserisce in un complesso edilizio di circa 700 mq, interamente sviluppato su un solo piano.

Il fabbricato soggetto a riconversione presenta una struttura in cemento armato costruita in ampliamento a partire dai primi anni '80 rispetto a un corpo di fabbrica originario in muratura degli anni '50. Le due strutture sono strutturalmente indipendenti.

L'intero complesso edilizio è stato oggetto di valutazione di vulnerabilità sismica e sottoposto ad adeguamento statico nel 2016.

Per quanto riguarda il comportamento sotto l'effetto dell'azione sismica, questa è stata progettata per rimanere in campo elastico, trascurando la capacità dissipativa a favore di sicurezza. L'edificio risulta regolare in altezza e non regolare in pianta.

Nonostante la normativa non imponga l'adeguamento sismico della struttura, la committenza ha richiesto esplicitamente il conseguimento di questo risultato. Basandoci quindi sull'adeguamento volontario, indicato come possibile al paragrafo C8.4.3 della Circolare, riterremo soddisfatto l'adeguamento sismico dell'edificio a seguito del raggiungimento del ζE pari a **0,8**.

3. MATERIALI DELLE STRUTTURE ESISTENTI

3.1 CALCESTRUZZO ESISTENTE

Di seguito si riassumono le indagini strutturali effettuate nel corso degli anni sul fabbricato in oggetto:

- Indagini e prove distruttive effettuate dalla ditta "Tecnica MP" nel gennaio del 2015:
 - 3 carotaggi;
 - 7 pacometrie;
 - 3 prove colorimetriche.
- Indagini, saggi e prove distruttive effettuate dalla ditta "Tecnoindagini" nel mese di Luglio 2024:
 - 17 prove di magnetometria;
 - 3 endoscopie su solaio;
 - 4 rilievi di solaio;
 - 17 rilievi di strutture in c.a.;
 - 2 saggi in fondazione;
 - 3 carotaggi su cls;
 - 3 estrazioni di barre di acciaio.

Nella prima campagna di indagini sono state prelevate 3 carote di calcestruzzo, si riportano di seguito i risultati delle prove a compressione effettuate su tali carote, caratterizzate da un rapporto $H/D = 2$:

| id. prova | posizione | Ø (mm) | resist. (MPa) |
|-----------|--------------------|--------|---------------|
| C.MS.1 | pilastro corridoio | 55.3 | 18.62 |
| C.MS.2 | pilastro aula | 55.3 | 24.41 |
| C.MS.3 | pilastro esterno | 55.3 | 24.29 |

Il valore della resistenza delle carote è dato da $= (\text{resist.} \times F_d) / 0,83$, con F_d fattore di disturbo pari a 1,08.

$$(18,62 \times F_d) / 0,83 = 24,22 \text{ Mpa}$$

$$(24,41 \times F_d) / 0,83 = 31,74 \text{ Mpa}$$

$$(24,26 \times F_d) / 0,83 = 31,61 \text{ Mpa}$$

Valore medio prima campagna di indagine = **29,20 Mpa**

Nella seconda campagna di indagini sono state prelevate altre 3 carote di cls, si riportano di seguito i risultati delle prove a compressione effettuate su tali carote, caratterizzate da un rapporto $H/D = 1$:

Carotaggio Pilastro L0-P2: $f_{core} = 32,4 \text{ Mpa}$;

Carotaggio Pilastro L0-P3: $f_{core} = 21,7 \text{ Mpa}$;

Carotaggio Pilastro L0-P5: $f_{core} = 29,2 \text{ Mpa}$;

Il valore della resistenza delle carote è dato da $= f_{core} \times F_d$, con F_d fattore di disturbo pari a 1,08.

$$(32,4 \times F_d) = 24,22 \text{ Mpa}$$

$$(21,7 \times F_d) = 31,74 \text{ Mpa}$$

$$(29,2 \times F_d) = 31,61 \text{ Mpa}$$

Valore medio seconda campagna di indagine = **29,96 Mpa**

I due valori medi di resistenza riscontrati nelle due campagne di indagini sono praticamente identici e ci forniscono un valore di resistenza del calcestruzzo in opera assimilabile ad un C25/30.

3.2 ACCIAIO ESISTENTE

Nella prima campagna di indagini non erano state previste estrazione di barre da provare a trazione. Per ottenere informazioni adeguate al Livello di Conoscenza scelto sull'acciaio da c.a. presente in opera, nella seconda campagna di indagini sono state prelevate e testate 2 barre di armatura. Da progetto l'acciaio presente nella strutture in cemento armato risulta essere del tipo **FeB44k**.

I valori rilevati sono i seguenti:

Prelievo acciaio Pilastro L0-P1: $f_y = 458 \text{ Mpa}$;

Prelievo acciaio Pilastro L0-P4: $f_y = 464 \text{ Mpa}$;

Valor medio di resistenza allo snervamento pari a **$f_{ym} = 461,00 \text{ MPa}$** .

A favore di sicurezza, nonostante i valori ottenuti sia superiori ai volari previsti da progetto, si utilizza un valore di resistenza pari a quello dell'acciaio FeB44k, cioè **$f_y = 430 \text{ Mpa}$** ;

4. LIVELLO DI CONOSCENZA

Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo e acciaio di armatura). È per questo che la normativa D.M. 2018 introduce una categoria di fattori denominati "fattori di confidenza". Essi sono strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e vanno a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica.

Come indicato nel paragrafo 8.5.4 del D.M. 2018 ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, richiamati in C8.7.2.1, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.
-

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Nel caso in esame, sulla base del rilievo e delle campagne di indagini attuate e dai sopralluoghi effettuati, si definisce un livello di conoscenza adeguato "**LC2**" e conseguentemente un fattore di confidenza **FC = 1,20** ai sensi del D.M. 14.01.2018. Il raggiungimento di tale livello di conoscenza risulta pertanto coerente con gli obiettivi progettuali.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 CARICHI PERMANENTI E SOVRACCARICHI

Peso proprio delle strutture

| | | |
|-----------------------|----------------|-------------------------|
| • Calcestruzzo armato | G ₁ | 26,00 kN/m ³ |
|-----------------------|----------------|-------------------------|

Solaio S1 – Copertura in laterocemento con travetti c.a.p.

| | | |
|---|----------------|------------------------|
| • Solaio in laterocemento | G ₁ | 3,00 kN/m ² |
| • Totale carichi permanenti strutturali | G ₁ | 3,00 kN/m ² |
| • Rivestimento in lamiera | G ₂ | 0,10 kN/m ² |
| • Sottofondo alleggerito | G ₂ | 0,60 kN/m ² |
| • Impianti a soffitto | G ₂ | 0,10 kN/m ² |
| • Controsoffitto | G ₂ | 0,20 kN/m ² |
| • Totale carichi permanenti non strutturali | G ₂ | 1,00 kN/m ² |
| • Sovraccarico d'uso (cat. H) | Q _k | 0,50 kN/m ² |
| • Neve | Q _k | 0,80 kN/m ² |

Solaio S2 – Copertura in laterocemento tipo bausta

| | | |
|---|----------------|------------------------|
| • Solaio in laterocemento | G ₁ | 3,00 kN/m ² |
| • Totale carichi permanenti strutturali | G ₁ | 3,00 kN/m ² |
| • Rivestimento in lamiera | G ₂ | 0,10 kN/m ² |
| • Sottofondo alleggerito | G ₂ | 0,60 kN/m ² |
| • Impianti a soffitto | G ₂ | 0,10 kN/m ² |
| • Controsoffitto | G ₂ | 0,20 kN/m ² |
| • Totale carichi permanenti non strutturali | G ₂ | 1,00 kN/m ² |
| • Sovraccarico d'uso (cat. H) | Q _k | 0,50 kN/m ² |
| • Neve | Q _k | 0,80 kN/m ² |

Solaio S3 – Solaio a terra esistente in laterocemento tipo bausta con rialzamento

| | | |
|---|----------------|------------------------|
| • Solaio in laterocemento | G ₁ | 3,00 kN/m ² |
| • Totale carichi permanenti strutturali | G ₁ | 3,00 kN/m ² |
| • Pavimentazione esistente | G ₂ | 0,20 kN/m ² |
| • Sottofondo alleggerito esistente | G ₂ | 0,60 kN/m ² |
| • Nuovo cupolex + soletta alleggerita | G ₂ | 1,00 kN/m ² |
| • Nuovo massetto leggero | G ₂ | 0,70 kN/m ² |
| • Totale carichi permanenti non strutturali | G ₂ | 2,50 kN/m ² |
| • Sovraccarico d'uso (cat. A) | Q _k | 2,00 kN/m ² |

Solaio S4 – Solaio a terra di nuova realizzazione

| | | |
|---|-----------------|------------------------|
| • IPE180 | G ₁ | 0,12 kN/m ² |
| • Tavelloni in laterizio | G ₁ | 0,40 kN/m ² |
| • Nuova soletta in cls alleggerito sp. 6 cm | G ₁ | 1,00 kN/m ² |
| • Totale pesi permanenti strutturali | G ₁ | 1,52 kN/m ² |
| • Massetto di sottofondo sp. 8 cm | G ₂ | 0,61 kN/m ² |
| • Pavimentazione | G ₂ | 0,30 kN/m ² |
| • Totale pesi permanenti non strutturali | G ₂ | 0,91 kN/m ² |
| • Sovraccarico (cat.C1) | Q _{k1} | 4,00 kN/m ² |

Solaio S5 – Copertura nuova tettoia

| | | |
|---|-------|------------------------------|
| • IPE180 | G_1 | 0,25 kN/m ² |
| • <u>Solaio in lamiera grecata coibentata</u> | G_1 | <u>0,50 kN/m²</u> |
| • Totale carichi permanenti strutturali | G_1 | 0,75 kN/m ² |
| • Rivestimento in lamiera | G_2 | 0,10 kN/m ² |
| • Opere di lattoneria | G_2 | 0,10 kN/m ² |
| • <u>Controsoffitto inferiore</u> | G_2 | <u>0,20 kN/m²</u> |
| • Totale carichi permanenti non strutturali | G_2 | 0,40 kN/m ² |
| • Sovraccarico d'uso (cat. H) | Q_k | 0,50 kN/m ² |
| • <u>Neve accumulo</u> | Q_k | <u>2,60 kN/m²</u> |

5.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Dati relativi al sito

Comune: **Firenze (FI)**

Coordinate WGS84: Longitudine = **11,4516**; Latitudine = **43,6463**.

Categoria di sottosuolo: **B**

Condizione topografica: **T1** Superficie pianeggiante

Dati relativi alle strutture in oggetto

Vita nominale: **> 50 anni**

Classe d'uso: **III**

Periodo di riferimento: **75 anni**

Smorzamento: **5%**

- Fattore di comportamento: **$q_{ND} = 1,0$**

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| Parametri di pericolosità Sismica | | | | |
|-----------------------------------|--------------|-------------|-----------|------------|
| Stato Limite | T_r [anni] | a_g/g [-] | F_o [-] | $T_c^*[s]$ |
| Operatività | 45 | 0.0524 | 2.597 | 0.266 |
| Danno | 75 | 0.0619 | 2.628 | 0.280 |
| Salvaguardia Vita | 712 | 0.1454 | 2.396 | 0.306 |
| Prevenzione Collasso | 1462 | 0.1824 | 2.404 | 0.312 |

5.3 AZIONE DELLA NEVE

Zona Neve = II Altitudine = 128 m s.l.m.

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Ct (coeff. termico) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = q_{sk} Ce = 100 daN/m²

Copertura a due falde:

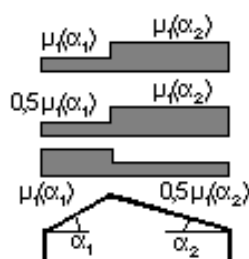
Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = 7,0^\circ$

$m_1(\alpha_1) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 80 \text{ daN/mq}$

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_2 = 7,0^\circ$

$m_1(\alpha_2) = 0,80 \Rightarrow Q_2 = 80 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 7,0^\circ$

$b_1 = 9,4 \text{ m}$, $b_2 = 2,5 \text{ m}$, $h = 1,2 \text{ m}$

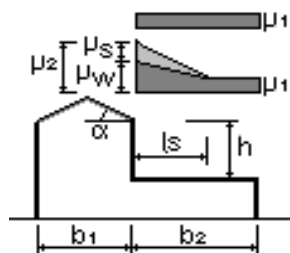
$2 H < 5 \Rightarrow l_s = 5,0 \text{ m}$

$\mu_1 = 0,80$

$b_2 < l_s \Rightarrow \mu_1^* = 1,60 \Rightarrow Q_1^* = 172 \text{ daN/mq}$

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0,00 + 2,40 = 2,40 \Rightarrow Q_2 = 258 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



5.4 AZIONE DEL VENTO

Zona vento = 3

($V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$; $A_o = 500 \text{ m}$; $K_a = 0,020 \text{ 1/s}$)

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: tipo IV

($K_r = 0,22$; $Z_o = 0,30 \text{ m}$; $Z_{min} = 8 \text{ m}$)

Velocità di riferimento = $27,00 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 49 daN/m^2

Coefficiente di forma (C_p) = 1,00

Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 1,63

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1,00

Altezza dell'edificio = $4,00 \text{ m}$

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 80 daN/m^2

6. COMBINAZIONI DI CARICO

6.1 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE

Le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio sono state condotte adottando le combinazioni di carico delle azioni riportate di seguito, in conformità al § 2.5.3 [NTC 2018]. I valori dei vari coefficienti sono stati scelti secondo quanto indicato dalle Tabelle 2.5.I e 2.6.I [NTC 2018].

- SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q1} \cdot \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- SLE - rara: $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- SLE – q.perm.: $G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Dove:

- G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{ki} valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_{Gi} coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti = 1,3;
- γ_{Qi} coefficiente parziale di sicurezza per le azioni variabili (affollamento) = 1,5.

| Categoria/Azione variabile | ψ_{0j} | ψ_{1j} | ψ_{2j} |
|---|-------------|-------------|-------------|
| 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 ≤ 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 ≤ 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 |

Figura 1 – Valori dei coefficienti di combinazione, rif. NTC 2018.

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD) devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni secondo quanto indicato al § 3.2.4 [NTC 2018].

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Ψ_{2i} coefficiente di combinazione;
- Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla natura dei carichi e alla destinazione d'uso dei solai secondo quanto indicato dalle NTC 2018 nella Tabella 2.5.I.

7. CRITERI DI MODELLAZIONE E ANALISI

7.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

7.1.1 CARATTERISTICHE GENERALI

Le strutture sono state schematizzate con elementi finiti monodimensionali tipo "trave" e vincolate alla base con incastri, che schematizzano il collegamento degli elementi verticali con le strutture in cemento armato di fondazione (travi).

Gli impalcati sono stati schematizzati con elementi "solaio" (rigido nel proprio piano vista la presenza di una soletta in calcestruzzo).

Il software utilizzato è PRO_SAP vers. 23.6.1.

I parametri di calcolo, i dati di progetto e i risultati delle analisi sono riportati nell'apposito fascicolo di calcolo generati dal programma PRO_SAP e allegato alla presente.

7.1.2 MODELLO DI CALCOLO

Per il progetto delle strutture sono stati realizzati due modelli, le cui caratteristiche sono riassunte nelle tabelle alle pagine seguenti:

- **Modello 1:** con incastri fissi alla base, impiegato per la progettazione e verifica degli elementi della struttura in elevazione (pilastri, setti, travi), solo con combinazioni statiche;
- **Modello 2:** uguale al modello 1 ma con solo combinazioni sismiche;
- **Modello 3:** modello comprendente le fondazioni in c.a., utilizzato per la verifica delle travi di fondazione esistenti.

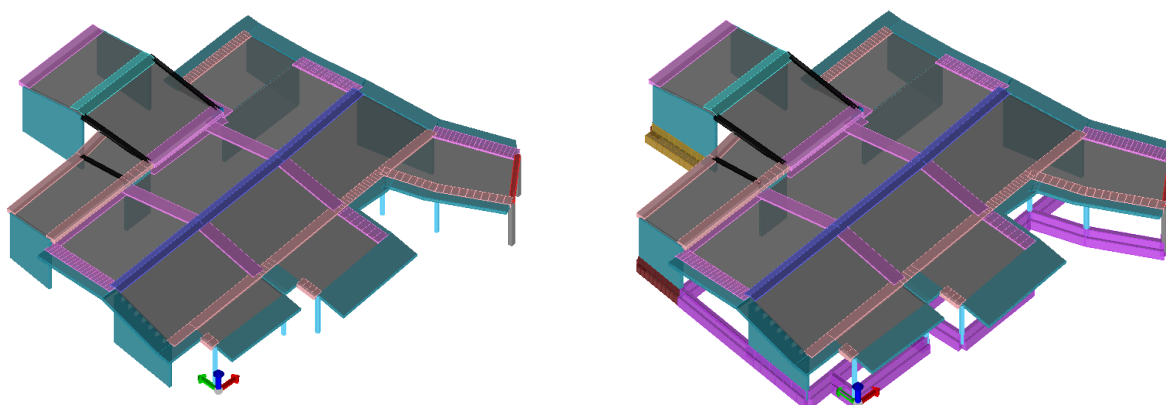


Figura 2: Viste tridimensionali dei modelli

| MODELLO 1 e 2 A VINCOLI RIGIDI | |
|---|---------|
| Modellazione della geometria e proprietà meccaniche: | |
| nodi | 1946 |
| elementi D2 (per aste, travi, pilastri...) | 184 |
| elementi D3 (per pareti, platee, gusci...) | 1567 |
| elementi solaio | 14 |
| elementi solidi | 0 |
| Dimensione del modello strutturale [cm]: | |
| X min = | -265,76 |
| Xmax = | 2308,26 |
| Ymin = | -370,78 |
| Ymax = | 2204,32 |
| Zmin = | 0.00 |
| Zmax = | 410.00 |
| Strutture verticali: | |
| Elementi di tipo asta | NO |
| Pilastri | SI |
| Pareti | NO |
| Setti (a comportamento membranale) | SI |
| Strutture non verticali: | |
| Elementi di tipo asta | NO |
| Travi | SI |
| Gusci | NO |
| Membrane | NO |
| Orizzontamenti: | |
| Solai con la proprietà piano rigido | SI |
| Solai senza la proprietà piano rigido | SI |
| Tipo di vincoli: | |
| Nodi vincolati rigidamente | SI |
| Nodi vincolati elasticamente | NO |
| Nodi con isolatori sismici | NO |
| Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo) | NO |
| Fondazioni di tipo trave | NO |
| Fondazioni di tipo platea | NO |
| Fondazioni con elementi solidi | NO |

| MODELLO 3 A VINCOLI RIGIDI | |
|---|---------|
| Modellazione della geometria e proprietà meccaniche: | |
| nodi | 1949 |
| elementi D2 (per aste, travi, pilastri...) | 304 |
| elementi D3 (per pareti, platee, gusci...) | 1567 |
| elementi solaio | 14 |
| elementi solidi | 0 |
| Dimensione del modello strutturale [cm]: | |
| X min = | -265,76 |
| Xmax = | 2308,26 |
| Ymin = | -370,78 |
| Ymax = | 2204,32 |
| Zmin = | 0.00 |
| Zmax = | 410.00 |
| Strutture verticali: | |
| Elementi di tipo asta | NO |
| Pilastri | SI |
| Pareti | NO |
| Setti (a comportamento membranale) | SI |
| Strutture non verticali: | |
| Elementi di tipo asta | NO |
| Travi | SI |
| Gusci | SI |
| Membrane | NO |
| Orizzontamenti: | |
| Solai con la proprietà piano rigido | SI |
| Solai senza la proprietà piano rigido | NO |
| Tipo di vincoli: | |
| Nodi vincolati rigidamente | NO |
| Nodi vincolati elasticamente | NO |
| Nodi con isolatori sismici | NO |
| Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo) | NO |
| Fondazioni di tipo trave | SI |
| Fondazioni di tipo platea | NO |
| Fondazioni con elementi solidi | NO |

8. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali in condizioni statiche sono state condotte con riferimento alle indicazioni di normativa riportate nel § 4.4 delle NTC 2018. Le verifiche strutturali in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento alle indicazioni di normativa riassunte nella Tabella 7.3.III, che si riporta di seguito individuando con una casella rossa il caso in cui ricadono le strutture progettate.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

| STATI LIMITE | | CU I | CU II | | | CU III e IV | | |
|--------------|-----|------|---------------------|-----|-----|---------------------|-----|-------------------|
| | | ST | ST | NS | IM | ST | NS | IM ^(*) |
| SLE | SLO | | | | | RIG | | FUN |
| | SLD | RIG | RIG | | | RES | | |
| SLU | SLV | RES | RES | STA | STA | RES | STA | STA |
| | SLC | | DUT ^(**) | | | DUT ^(**) | | |

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Nei successivi sotto-paragrafi sono state riportate le verifiche di rigidezza della costruzione (RIG) e le verifiche condotte in via analitica di deformabilità (SLE) e resistenza (SLU) dei seguenti elementi strutturali:

1. Verifica solaio S1 con travetti c.a.p.;
2. Verifica solaio S2 tipo bausta;
3. Verifica solaio S3 Tipo Bausta con rialzamento;
4. Verifica solaio S4 a terra di nuova realizzazione;
5. Tettoia in acciaio;
6. Verifica tamponatura.

L'azione di sollevamento della copertura dovuto al vento genera sollecitazioni inferiori a quelle per i carichi gravitazionali (permanenti + sovraccarichi), pertanto la verifica analitica in tale condizione è stata omessa per brevità di trattazione.

Per le verifiche di tutti gli altri elementi si rimanda invece al relativo fascicolo di calcolo:

8.1 VERIFICHE DI RIGIDEZZA

La verifica di rigidezza (RIG) è stata condotta con riferimento al § 7.3.6.1 delle NTC 2018, che per tamponature fragili di edifici in CU III richiede spostamenti di interpiano inferiori ai **2/3 di 0,0050 h**.

Di seguito si riporta la mappa grafica riassuntiva nel caso più gravoso (combinazione SLO n.77 Modello 1), precisando che gli spostamenti relativi di piano sono stati moltiplicati per un fattore 1000/H, che deve risultare minore di 3,33, in accordo alla formula 7.3.11a.

I valori calcolati risultano accettabili in funzione delle finiture dell'opera e pertanto la **verifica è soddisfatta**.

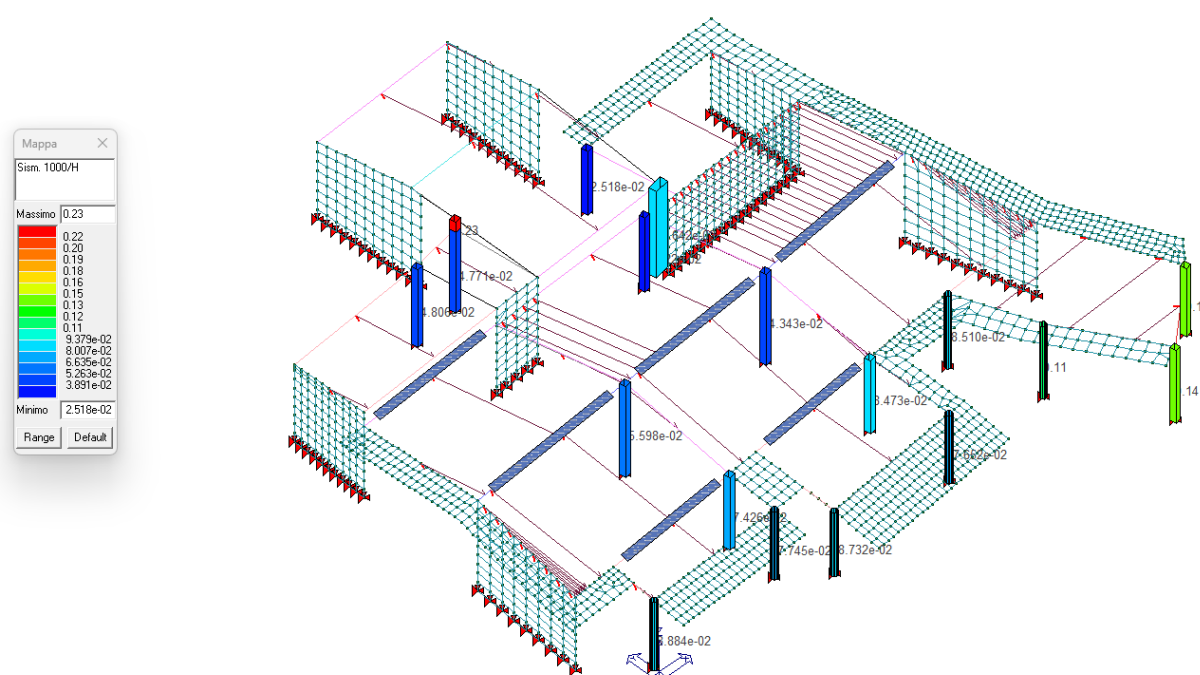


Figura 3: Drift massimo 0,23 < 3,33.

8.2 VERIFICHE ANALITICHE

8.2.1 VERIFICA SOLAIO S1 CON TRAVETTI C.A.P COPERTURA

Data la semplicità della struttura non si è ricorso ad una modellazione agli elementi finiti: le caratteristiche di sollecitazione sull'elemento strutturale sono state infatti calcolate analiticamente, considerando uno schema statico appoggio-appoggio.

Calcolo delle sollecitazioni

Schema di calcolo:

Appoggio – appoggio

Dimensioni:

$L = 5,00 \text{ m}$; $b = 0,5 \text{ m}$

Carichi distribuiti (su larghezza b):

$g_1 = 1,50 \text{ kN/m}$; $g_2 = 0,5 \text{ kN/m}$; $q_{k1} = 0,4 \text{ kN/m}$

Momento flettente in mezzera:

$M_{Sd} = qL^2/8$

Taglio all'appoggio:

$V_{Sd} = qL/2$

| Combinazione | | q [kN/m] | M^+_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] |
|-----------------|--|---------------|---------------------|------------------|
| SLU | $1,3 \times G_1 + 1,5 \times (G_2 + Q_{k1} + \psi_0 Q_{k2})$ | 3,30 | 10,31 | 8,25 |
| SLE rara | $G_1 + G_2 + Q_k + \psi_0 Q_{k2}$ | 2,40 | 7,50 | 6,00 |
| SLE quasi perm. | $G_1 + G_2 + \psi_2 Q_k + \psi_2 Q_{k2}$ | 2,00 | 6,25 | 5,00 |

The screenshot shows the 'Verifica travetto precompresso' window. Key input data includes:

- Travetto:** N° strati barre = 0, Zoom.
- Tipologia:** N° strati cavi = 1, Zoom.
- Materiali:** FEB44k PF, C25/30.
- Carichi:** $g_1 = 1,50$, $g_2 = 0,5$, $q_{k1} = 0,4$.
- Calcoli:** $M_{Rd} = 14,65$ kNm, $M_{Ed} = 10,31$ kNm.
- Verifica:** $M_{Rd} > M_{Ed}$, Verifica soddisfatta.

Armatura 2 $\Phi 6$ precompressi

$M_{Rd} = 14,65 > 10,31 \text{ kNm}$

Verifica soddisfatta

8.2.2 VERIFICA SOLAIO S2 TIPO BAUSTA COPERTURA

Data la semplicità della struttura non si è ricorso ad una modellazione agli elementi finiti: le caratteristiche di sollecitazione sull'elemento strutturale sono state infatti calcolate analiticamente, considerando uno schema statico appoggio-appoggio.

Calcolo delle sollecitazioni

Schema di calcolo:

Appoggio – appoggio

Dimensioni:

$L = 5,30 \text{ m}$; $b = 0,5 \text{ m}$

Carichi distribuiti (su larghezza b):

$g_1 = 1,50 \text{ kN/m}$; $g_2 = 0,5 \text{ kN/m}$; $q_{k1} = 0,4 \text{ kN/m}$

Momento flettente in mezzzeria:

$M_{sd} = qL^2/8$

Taglio all'appoggio:

$V_{sd} = qL/2$

| Combinazione | | q [kN/m] | M^+_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] |
|-----------------|--|---------------|---------------------|------------------|
| SLU | $1,3 \times G_1 + 1,5 \times (G_2 + Q_{k1} + \psi_0 Q_{k2})$ | 3,30 | 11,58 | 8,74 |
| SLE rara | $G_1 + G_2 + Q_k + \psi_0 Q_{k2}$ | 2,40 | 8,42 | 6,36 |
| SLE quasi perm. | $G_1 + G_2 + \psi_2 Q_k + \psi_2 Q_{k2}$ | 2,00 | 7,02 | 5,30 |

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Verifica solaio in laterocemento
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** FeB44k, C25/30. Properties like E_{su} , f_{yd} , E_s , E_s/E_c , E_{syd} , $\sigma_{s,adm}$, τ_{co} , τ_{c1} are listed.
- Sezione:** Trapezi, a T, Rettangoli, Coord., DXF. A cross-section diagram is shown.
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord.[cm].
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n.
- Calcolo M_{Rd}:** Results for M_{Rd} (13,61 kNm), σ_s (-14,17 N/mm²), σ_c (373,9 N/mm²), ϵ_s (66,9 ‰), ϵ_c (3,5 ‰), x (1,094 cm), x/d (0,04972), δ (0,7).

Armatura 2 $\Phi 5$, 1 $\Phi 8$ e 1 $\Phi 10$ per ciascun travetto

$M_{Rd} = 13,61 > 11,58 \text{ kNm}$

Verifica soddisfatta

8.2.3 VERIFICA SOLAIO S3 TIPO BAUSTA CON RIALZAMENTO

Data la semplicità della struttura non si è ricorso ad una modellazione agli elementi finiti: le caratteristiche di sollecitazione sull'elemento strutturale sono state infatti calcolate analiticamente, considerando uno schema statico appoggio-appoggio.

Calcolo delle sollecitazioni

Schema di calcolo:

Appoggio – appoggio

Dimensioni:

$L = 3,50 \text{ m}$; $b = 0,5 \text{ m}$

Carichi distribuiti (su larghezza b):

$g_1 = 1,50 \text{ kN/m}$; $g_2 = 1,25 \text{ kN/m}$; $q_{k1} = 1,00 \text{ kN/m}$

Momento flettente in mezzera:

$M_{Sd} = qL^2/8$

Taglio all'appoggio:

$V_{Sd} = qL/2$

| Combinazione | | q [kN/m] | M^+_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] |
|--------------|--|---------------|---------------------|------------------|
| SLU | $1,3 \times G_1 + 1,5 \times (G_2 + Q_{k1} + \psi_0 Q_{k2})$ | 5,32 | 8,14 | 9,31 |

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays input data for a reinforced concrete slab (S.L.U.). The 'Titolo' field is 'Verifica solaio in laterocemento'. The 'N° strati barre' is 2. The 'Tipo Sezione' is 'Rettan.re'. The 'P.to applicazione N' is 'Centro'. The 'Tipo rottura' is 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'. The 'Metodo di calcolo' is 'S.L.U. + Metodo n'. The 'Tipo flessione' is 'Fletta'. The 'N° rett.' is 100. The 'Calcola MRd' button is highlighted. The 'Dominio M-N' is 'Col. modello'. The 'M-curvatura' is 'Precompresso'.

| N° | b [cm] | h [cm] | N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|
| 1 | 50 | 4 | 1 | 1,29 | 22 |
| 2 | 9 | 20 | 2 | 0,40 | 22 |

Sollecitazioni S.L.U.

| N | M _{Ed} | M _{xEd} | M _{yEd} |
|---|-----------------|------------------|------------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 |

Materiali

| Feb44k | C25/30 |
|----------------------------|-----------------------------|
| ϵ_{su} 67,5 ‰ | ϵ_{c2} 2 ‰ |
| f_{yd} 373,9 N/mm² | ϵ_{cu} 3,5 ‰ |
| E_s 200.000 N/mm² | f_{cd} 14,17 N/mm² |
| E_s/E_c 15 | f_{cc}/f_{cd} 0,8 |
| ϵ_{syd} 1,87 ‰ | $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm² |
| $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² | τ_{co} 0,6 |
| | τ_{c1} 1,829 |

Calcolo MRd

| M _{Rd} | σ_c | σ_s | ϵ_s | ϵ_{cs} | d | x | x/d | η |
|-----------------|--------------|-------------|--------------|-----------------|-------|-------|---------|--------|
| 13,61 kNm | -14,17 N/mm² | 373,9 N/mm² | 3,5 ‰ | 66,9 ‰ | 22 cm | 1,094 | 0,04972 | 0,7 |

Armatura 2 $\Phi 5$, 1 $\Phi 8$ e 1 $\Phi 10$ per ciascun travetto

$M_{Rd} = 13,61 > 8,14 \text{ kNm}$

Verifica soddisfatta

8.2.4 VERIFICA SOLAIO S4 A TERRA DI NUOVA REALIZZAZIONE

Verifica Trave IPE180 maggiormente sollecitata:

| | | | |
|-----------------------------|---|-------------------------------|--|
| STRUTTURA: | | NUOVO SOLAIO A TERRA | |
| TIPOLOGIA: | | NUOVA TRAVE DI SOLAIO A TERRA | |
| DIMENSIONI: | | IPE 180 | |
| | | | |
| DATI GENERALI | | | |
| Profilato | | IPE 180 | |
| Modulo elastico | E | 210000 N/mm ² | |
| Modulo di resistenza | W _{y,pl} | 166 cm ³ | |
| Momento d'inerzia | J _y | 1.317 cm ⁴ | |
| numero profili | n | 1 - | |
| peso proprio | p.p. | 0,19 kN/m | |
| | | | |
| Luce | L | 5,00 m | |
| lunghezza influenza | i | 0,60 m | |
| Peso proprio profilati | G ₁ | 0,19 kN/m | |
| Carichi lineari (eventuali) | G ₂ | 0,00 kN/m | |
| Carichi permanenti | G ₁₋₂ | 2,43 kN/m ² | |
| Carico accidentale 1 | Q _{k,1} | 3,00 kN/m ² C1 | |
| coeff.combinazione | ψ _{0,1} | 0,7 - C1 | |
| coeff.combinazione | ψ _{2,1} | 0,6 - C1 | |
| Carico accidentale 2 | Q _{k,2} | 0,00 kN/m ² | |
| coeff.combinazione | ψ _{0,2} | 0 - | |
| coeff.combinazione | ψ _{2,2} | 0 - | |
| | | | |
| carico SLE permanente | g _k | 1,65 kN/m | |
| carico SLE accidentale 1 | q _{k,1} | 1,80 kN/m | |
| carico SLE accidentale 2 | q _{k,2} | 0,00 kN/m | |
| carico SLE rara | g _k +q _k +ψ _{0,2} q _k | 3,45 kN/m | |
| carico SLU | 1,3 g _k +1,5 q _k | 4,84 kN/m | |

| | | | |
|---|------------------|-----------------|-----|
| schema statico: trave appoggiata con carico distribuito | | | |
| VERIFICA A FRECCIA (SLE) - solai e coperture con materiale di finitura fragile | | | |
| freccia | f | 10,14 mm | 51% |
| Freccia max L/250 | f _{max} | 20,0 mm | ok |

| | | | |
|-----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-----|
| VERIFICA A FLESSIONE (SLU) | | | |
| Momento SLU | qL ² /8 | 15,12 kNm | |
| σ | M/W _{y,pl} | 90,9 N/mm ² | 35% |
| σ _{max} | f _y /γ _m | 261,9 N/mm ² | ok |

| | | |
|-------------------------|------|----------|
| REAZIONI APPOGGI | | |
| Taglio SLU | qL/2 | 12,10 kN |
| Taglio SLE | qL/2 | 8,62 kN |

| | | | |
|--------------------------------|---------------------|-----------------|----|
| VERIFICA A TAGLIO (SLU) | | | |
| Taglio SLU | qL/2 | 12,10 kN | 7% |
| Taglio resistente | V _{ply,Rd} | 170,2 kN | |

8.2.5 TETTOIA IN ACCIAIO

8.2.5.1 VERIFICA TRAVE DIAGONALE IPE180

| | | | |
|--|---|---------------------|-----|
| STRUTTURA: | | NUOVA TETTOIA | |
| TIPOLOGIA: | | NUOVA TRAVE TETTOIA | |
| DIMENSIONI: | | IPE 180 | |
| | | | |
| DATI GENERALI | | | |
| Profilato | | IPE 180 | |
| Modulo elastico | E | 210000 N/mm² | |
| Modulo di resistenza | W _{y,pl} | 166 cm³ | |
| Momento d'inerzia | J _y | 1.317 cm⁴ | |
| numero profili | n | 1 - | |
| peso proprio | p.p. | 0,19 kN/m | |
| | | | |
| Luce | L | 4,25 m | |
| lunghezza influenza | i | 1,35 m | |
| Peso proprio profilati | G ₁ | 0,19 kN/m | |
| Carichi lineari (eventuali) | G ₂ | 0,00 kN/m | |
| Carichi permanenti | G ₁₋₂ | 1,15 kN/m² | |
| Carico accidentale 1 | Q _{k,1} | 2,60 kN/m² neve | |
| coeff.combinazione | ψ _{0,1} | 0 - neve | |
| coeff.combinazione | ψ _{2,1} | 0 - neve | |
| Carico accidentale 2 | Q _{k,2} | 0,00 kN/m² | |
| coeff.combinazione | ψ _{0,2} | 0 - | |
| coeff.combinazione | ψ _{2,2} | 0 - | |
| | | | |
| carico SLE permanente | g _k | 1,74 kN/m | |
| carico SLE accidentale 1 | q _{k,1} | 3,51 kN/m | |
| carico SLE accidentale 2 | q _{k,2} | 0,00 kN/m | |
| carico SLE rara | g _k +q _k +ψ _{0,2} q _k | 5,25 kN/m | |
| carico SLU | 1,3 g _k +1,5 q _k | 7,53 kN/m | |
| | | | |
| schema statico: trave appoggiata con carico distribuito | | | |
| VERIFICA A FRECCIA (SLE) - solai e coperture con materiale di finitura fragile | | | |
| freccia | f | 8,06 mm | 47% |
| Freccia max L/250 | f _{max} | 17,0 mm | ok |
| | | | |
| VERIFICA A FLESSIONE (SLU) | | | |
| Momento SLU | qL²/8 | 17,00 kNm | |
| σ | M/W _{y,pl} | 102,1 N/mm² | 39% |
| σ _{max} | f _y /γ _m | 261,9 N/mm² | ok |
| | | | |
| REAZIONI APPOGGI | | | |
| Taglio SLU | qL/2 | 16,00 kN | |
| Taglio SLE | qL/2 | 11,16 kN | |
| | | | |
| VERIFICA A TAGLIO (SLU) | | | |
| Taglio SLU | qL/2 | 16,00 kN | 9% |
| Taglio resistente | V _{plv,Rd} | 170,2 kN | |

8.2.5.2 VERIFICA A SCHIACCIAMENTO MURATURA

| VERIFICA A CARICO CONCENTRATO MURATURA | | |
|--|--------|--|
| CARATTERISTICHE MURATURA | | |
| f_m [N/cm ²] | 320,00 | Resistenza media a compressione |
| γ_m | 3,00 | Coefficiente di sicurezza parziale |
| F.C. | 1,20 | Fattore di confidenza |
| f_d [N/cm ²] | 88,89 | Resistenza a compressione di calcolo |
| CARATTERISTICHE APPOGGIO | | |
| a [cm] | 10,00 | Larghezza di appoggio carico |
| b [cm] | 20,00 | profondità appoggio carico |
| A_b [cm ²] | 200,00 | impronta del carico sul muro |
| H [cm] | 260,00 | altezza dell'appoggio dal piede del muro |
| a_1 [cm] | 150,00 | distanza minima del bordo dell'impronta di carico alla fine parete |
| CARATTERISTICHE MURO | | |
| s [cm] | 40,00 | spessore del muro |
| l_{ef} [cm] | 160,11 | larghezza effettiva della parete portante |
| A_{eff} [cm ²] | 440,00 | area efficace |
| β_{max} [cm] | 1,50 | massimo valora di beta utilizzabile |
| β [cm] | 1,17 | coefficiente amplificativo di diffusione |
| VERIFICA | | |
| N_{Rdc} [kN] | 20,85 | Resistenza a compressione per carichi concentrati |
| N_{Edc} [kN] | 16,00 | Carico di progetto applicato |
| VERIFICA SODDISFATTA | | |

8.2.5.3 VERIFICA COLLEGAMENTO A TRAVE ESISTENTE IN C.A.

The screenshot shows the ETAS software interface for the verification of a wall connection to an existing beam. The main window displays a 3D model of the connection, with dimensions for the wall (140 cm height, 200 cm width) and the beam (10 cm width). The software displays various parameters and results for the connection.

Parametri di calcolo:

- Metodo di calcolo: ETAS
- Dati tecnici: ETA 98/0001
- Condizioni geometriche:
 - Dimensioni della piastra: ✓
 - Posizione della piastra: ✓
 - Distanza dal bordo: ✓
 - Interasse: ✓
 - Spessore del materiale base: ✓
- Utilizzo (%):
 - Trazione: 0 %
 - Taglio: 18 %
 - Combinazione trazione/taglio: 0 %
- Profondità di posa ottimizzata: 70 mm

Forze [kN] e Momenti [kNm]:

| Attivo | Vx | Vy | Ni | Mx | My | Mz | Commenti | Risultati |
|--------|----|----|----|----|----|----|----------------|-----------|
| 1 | 16 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | Combinazione 1 | 18,00 % |

8.2.6 VERIFICA TAMPONATURE

Progettazione elementi strutturali secondari - D.M. 17.01.2018 NTC - §7.2.3

Localizzazione della struttura:

Comune: FIGLINE E INCISA VALDARNO - EX INCISA IN VAL D'ARNO

Provincia: FIRENZE

Regione: TOSCANA

Coordinate: Lat. 43,6560 N, Long. 11,4490 E

Dati di progetto:

Classe d'uso: III

Categoria del suolo: B ($S_s = 1,20$)

Categoria topografica: T1 ($S_t = 1,00$)

Altezza dell'edificio $H = 420,0$ cm

Periodo proprio dell'edificio $T_1 = 0,220$ s

Fattore di struttura $q_a = 2,00$

Caratteristiche della parete:

Resistenza caratteristica a compressione $f_k = 50.00$ daN/cm²

Resistenza di progetto a compressione $f_d = 25.00$ daN/cm²

Massa volumica = 0.00100 kg/cm³

Modulo elastico $E_m = 25000,0$ daN/cm²

Le verifiche vengono effettuate su una striscia di parete larga un metro, perciò le dimensioni dell'elemento risultano:

altezza tamponatura $h = 280,0$ cm, larghezza $L = 100,0$ cm, spessore $t = 25,0$ cm

Quota del baricentro dell'elemento $Z = 140,0$ cm

Peso elemento non strutturale $W_a = 700,00$ daN

Periodo proprio della parete $T_a = 0,044$ s

Azioni sismiche per combinazioni SLV:

$A_g = 0,116$ g, $F_o = 2,434$, $T_{c^*} = 0,299$ s

Accelerazione massima

$T_1 < 0.5$ s $\Rightarrow a = 0.8$, $b = 1.4$, $a_p = 5$

$T_a < a T_1$

$S_a = \alpha S (1 + Z / H) [a_p / (1 + (a_p - 1)(1 - T_a / a T_1)^2)] = 0,287$

Forza sismica orizzontale agente nel baricentro dell'elemento strutturale:

$F_a = (S_a W_a) / q_a = 100,36$

Verifiche:

Ipotesi: cinematismo con formazione di cerniere plastiche in appoggio e mezzeria (stabilità NTC 2018)

Momento ribaltante $M_{ed} = (F_a h / 8) + (W_a t / 4) = 7887,55 \text{ daN cm}$

Momento stabilizzante $M_{rd} = (W_a / 4) [t - W_a / (2 L 0.85 f_d)] = 4346,18 \text{ daN cm}$

Verifica $M_{ed} / M_{rd} = 1,81 > 1$ **N.V.**

La verifica al ribaltamento delle tamponature esistente non è verificata. Si è deciso quindi di prevedere alcuni presidi antiribaltamento per le murature più estese.

8.3 VERIFICHE SULLE FONDAZIONI

8.3.1 TRAVI DI FONDAZIONE

Le fondazioni esistenti del fabbricato sono state indagate con vari saggi per rilevarne la consistenza, sono state rilevate 2 tipologie di travi rovesce con sezione a T in c.a.:

- Nella parte più vecchia travi $(55 \div 25) \times (60 + 50)$, cioè $(B \div b) \times (h_{base} + h_{testa})$;
- Nella parte nuova di ampliamento travi $(55 \div 25) \times (50 + 50)$.

Di seguito di riporta l'inquadramento delle travi di fondazione esistenti:



Figura 4: Inquadramento nuove travi di fondazione

In seguito all'inserimento dei setti in c.a., è necessario effettuare un ringrosso del basamento della fondazione del lato tergale dell'edificio.

Si riporta di seguito l'inquadramento dell'intervento:



Figura 5: Inquadramento interventi in fondazione

Il ringrosso di fondazione, effettuato su entrambi i lati della fondazione esistente, viene realizzato con una trave in c.a. 40x60 cm armata superiormente, inferiormente e in posizione intermedia con 2Ø16.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche principali sulle travi di fondazione esistenti e con ringrosso di progetto. Le verifiche dettagliate sono riportate nel fascicolo "24032E-R-S-10 – Fascicolo dei calcoli – Fondazioni".

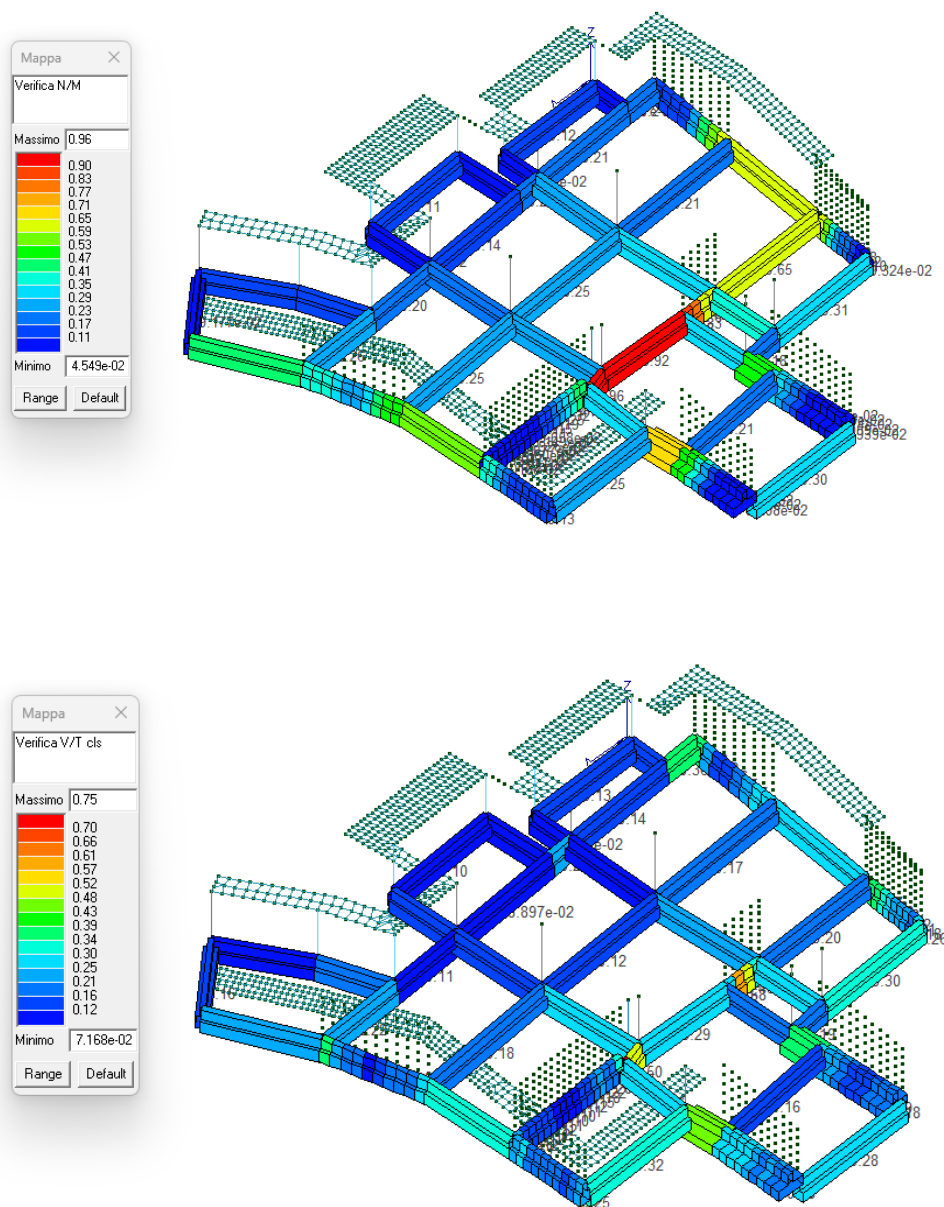


Figura 6: Trave a T rovescia di fondazione, verifica N/M, verifica $0,96 < 1$, verifica taglio cls $0,43 < 1$.

Tutte le verifiche risultano **soddisfatte**.