



COMUNE DI PALAGANO

3° Servizio Tecnico - LL.PP. -

Via 23 Dicembre, 74 – 41046 Palagano (MO)

MIGLIORAMENTO SISMICO DEL MUNICIPIO

PROGETTO ESECUTIVO



| | | |
|--|------------|-----------|
| | Elaborato: | S3 |
| RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA DI SICUREZZA POST OPERAM Revisione n.1 | | |

Palagano, lì 30.03.2022

Il progettista
GIUSTI Ing. Giovanni

Visto il R.U.P.
Geom. Cesare Cappelletti

INDICE

| | | |
|--------|--|----|
| 1. | GENERALITA' | 4 |
| 1.1. | Introduzione | 4 |
| 1.2. | Analisi storico-critica | 10 |
| 1.3. | Documentazione fotografica | 10 |
| 1.4. | Analisi dei carichi | 18 |
| 1.4.1. | Carichi sui solai | 18 |
| 1.4.2. | Carico neve | 20 |
| 1.4.3. | Azione sismica | 22 |
| 1.5. | Caratterizzazione meccanica dei materiali e livello di conoscenza adottato | 25 |
| 2. | RELAZIONE DI CALCOLO | 30 |
| 2.1. | Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati | 30 |
| 2.2. | Software di calcolo utilizzato | 30 |
| 2.3. | Tipologia di analisi svolta e descrizione del modello di calcolo adottato | 30 |
| 2.3.1. | Metodo di analisi globale di push-over | 31 |
| 2.3.2. | Combinazioni di carico adottate | 33 |
| 2.3.3. | Modello di calcolo | 34 |
| 2.3.4. | Combinazione delle azioni | 36 |
| 2.3.5. | Verifiche per gli stati limite considerati | 37 |
| 2.3.6. | Meccanismi locali di collasso | 39 |
| 2.4. | Principali risultati di calcolo | 42 |
| 2.4.1. | Analisi globale | 42 |
| 2.4.2. | Meccanismi locali di collasso | 52 |
| 3. | SINTESI DEI RISULTATI: INDICE DI VULNERABILITA' SISMICA COMPLESSIVO | 59 |
| 4. | VERIFICA DELLA COPERTURA | 60 |
| 5. | VERIFICHE DEI SOLAI | 74 |
| 5.1. | 1° Orizzontamento | 75 |
| 5.2. | 2° orizzontamento | 86 |
| 6. | VERIFICA DELLE FONDAZIONI | 95 |

| | |
|---|----|
| 7. VERIFICA DEI RINFORZI METALLICI DELLA SCALA PRINCIPALE | 99 |
|---|----|

1. GENERALITA'

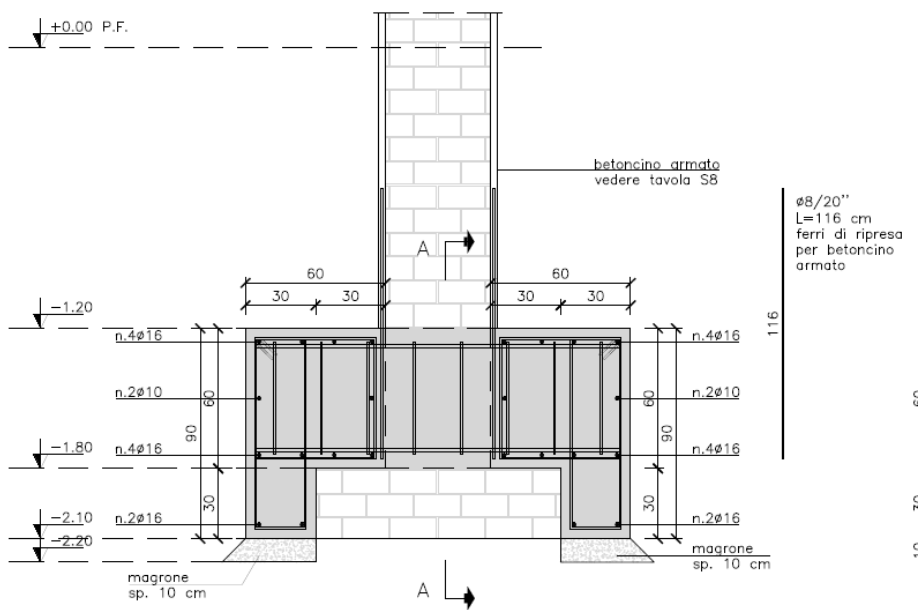
1.1. Introduzione

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo degli interventi strutturali di miglioramento sismico del municipio del comune di Palagano (MO). Nel corso della relazione verranno descritti analiticamente quali sono i margini di sicurezza dell'edificio nei confronti dell'azione sismica, così come definita dalle vigenti normative tecniche sulle costruzioni NTC 2018, a seguito degli interventi di rinforzo in progetto. L'edificio in questione è un fabbricato in muratura composto da n.2 piani fuori terra ed uno seminterrato, la cui pianta è rettangolare e ha dimensioni pari a 22.70 x 15.36 m. La struttura è interamente realizzata in muratura portante, realizzata in parte mediante muratura in pietre a spacco con buona tessitura, ed in parte con mattoni pieni e malta di calce. I muri portanti dell'edificio hanno spessori differenti e presentano un massimo di 48 cm alla base (muro in pietre a spacco lato ovest) ed un minimo di 25 cm (muro di spina interno in mattoni pieni e malta di calce). I solai sono in latero-cemento, rasati, di altezza pari a 22 cm, con travetti di base 14 cm, posti secondo un interasse di 50 cm. I cordoli di piano presenti non sono armati e non possono quindi ritenersi un efficace ritegno al cinematismo di ribaltamento delle pareti portante in muratura. La copertura della struttura è realizzata in travetti prefabbricati di tipo "Varese" e tavelloni. Le fondazioni esistenti sono costituite da semplici ringrossi dei muri portanti. L'estradosso di questi ringrossi si colloca a circa -1.80 m rispetto al piano finito della struttura, mentre l'intradosso si colloca a -2.10 m.

Gli interventi in progetto sono sintetizzabili nei punti che seguono:

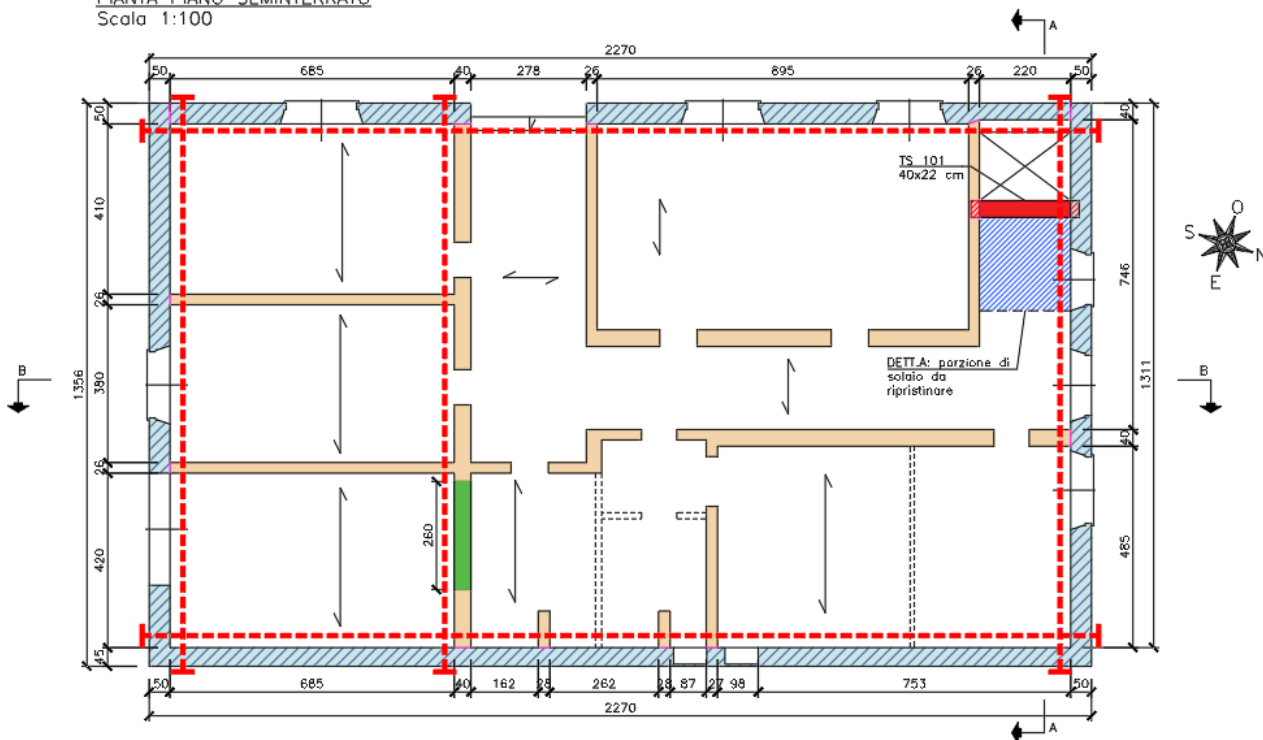
- 1) Rinforzo di buona parte dei maschi murari, mediante consolidamento con intonaco armato e ristilatura armata dei giunti;
- 2) Rinforzo dei solai di piano, mediante inserimento di travi in acciaio disposte all'intradosso dei solai e innestate ai muri portanti;
- 3) Rifacimento e alleggerimento del tetto, mediante orditura lignea, e contestuale inserimento di cordolo in c.a. sommitale;
- 4) Limitazione dei carichi variabili nel 3° solaio (sottotetto): da Cat.E1 (archivio) a Cat.H (ambiente accessibile per sola manutenzione);
- 5) Allargamento delle fondazioni esistenti, mediante inserimento di nuovi cordoli in c.a., affiancati alle fondazioni esistenti e ad essi innestati mediante traversi passanti disposti secondo un interasse variabile;
- 6) Inserimento di catene metalliche, volte ad inibire i meccanismi di collasso locali;
- 7) Demolizione di una scala interna per creazione vano ascensore e futuro inserimento di un ascensore; contestuale rifacimento della porzione di solaio mediante soletta piena in c.a. di spessore pari a 20 cm;
- 8) Raddoppio dello spessore di una porzione di muro portante adiacente alla scala di servizio in demolizione;
- 9) Inserimento di una nuova porzione di muratura portante al 1° piano;

Scala 1:20



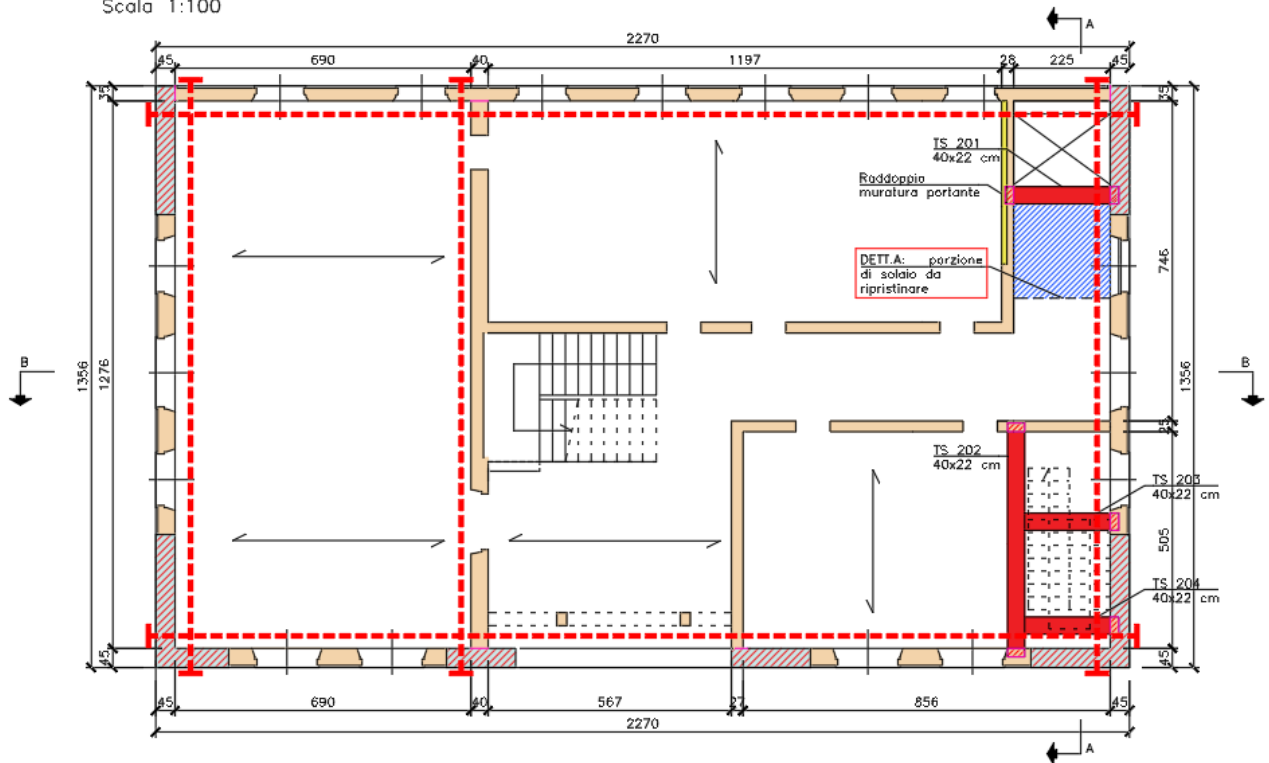
Intervento sulle fondazioni - dettaglio

Scala 1:100



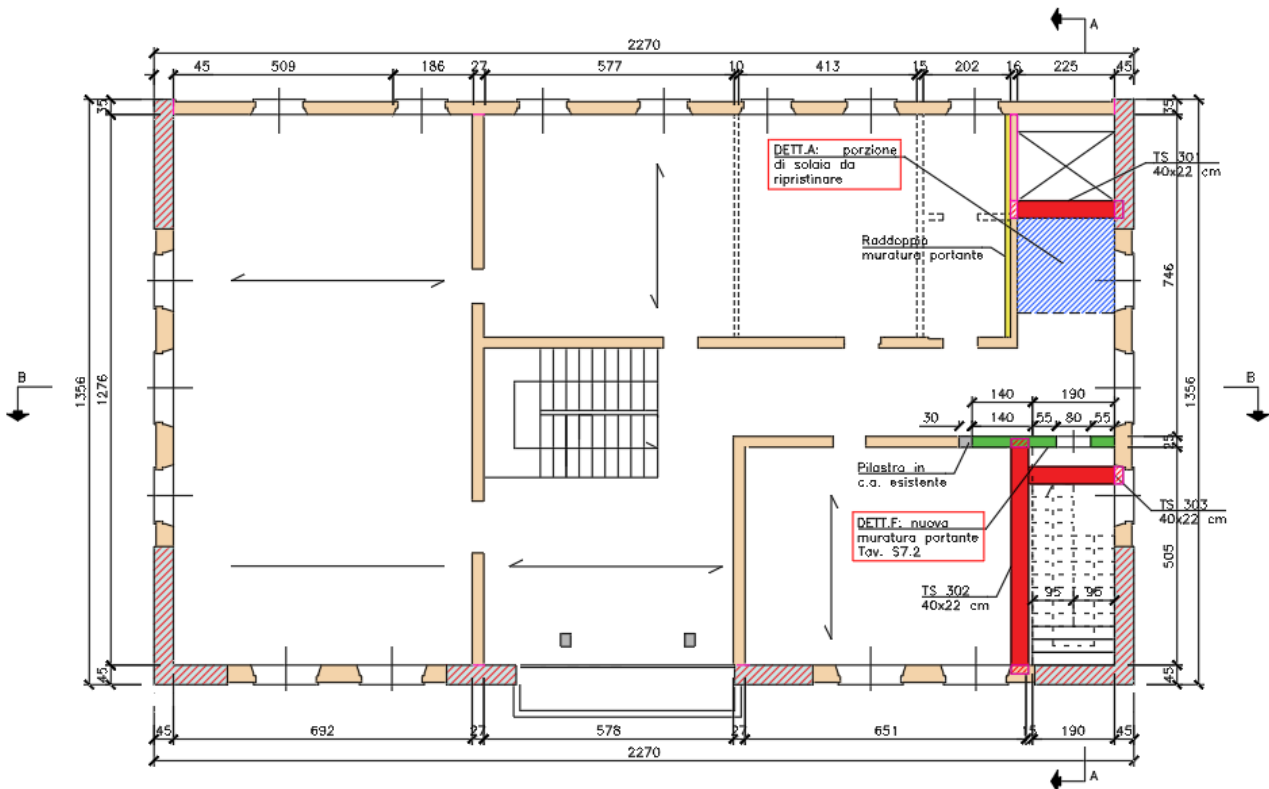
Rinforzo dei maschi murari – pianta piano seminterrato

PIANTA PIANO TERRA
Scala 1:100



Rinforzo dei maschi murari – pianta piano terra

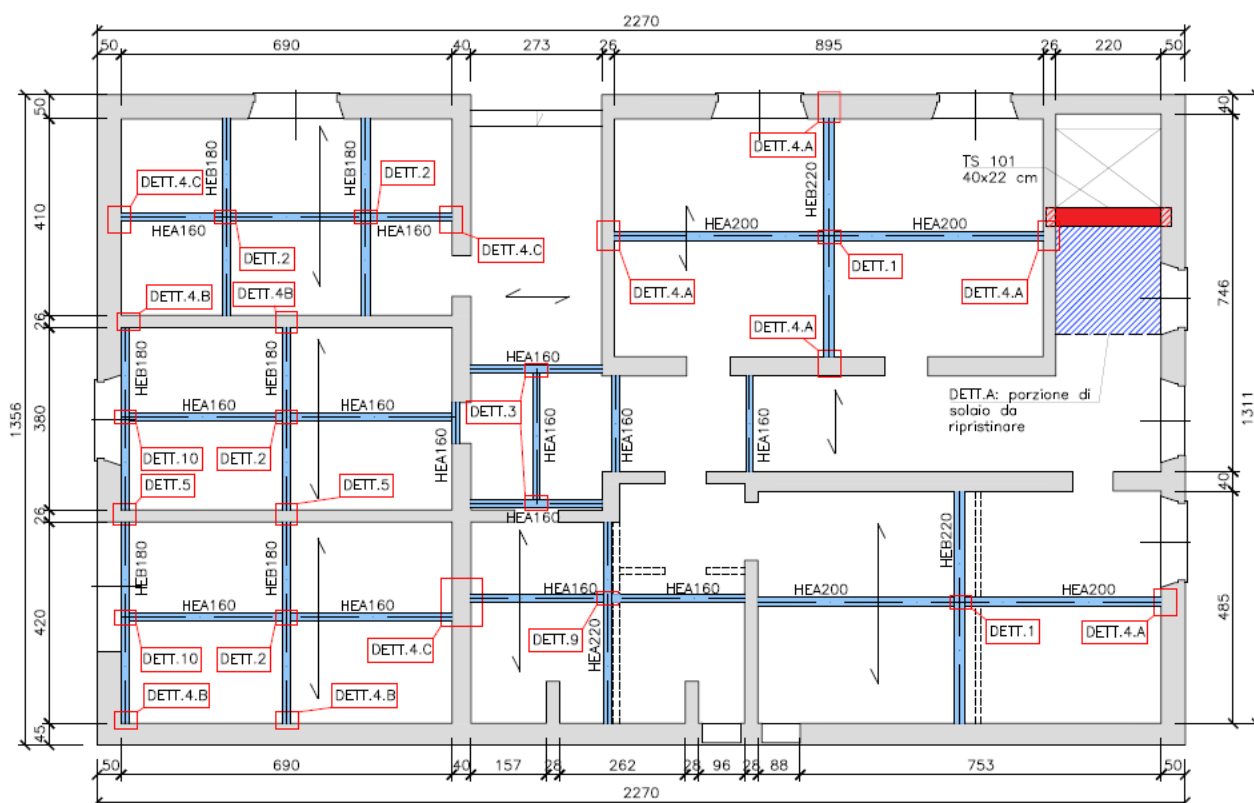
PIANTA PIANO PRIMO
Scala 1:100



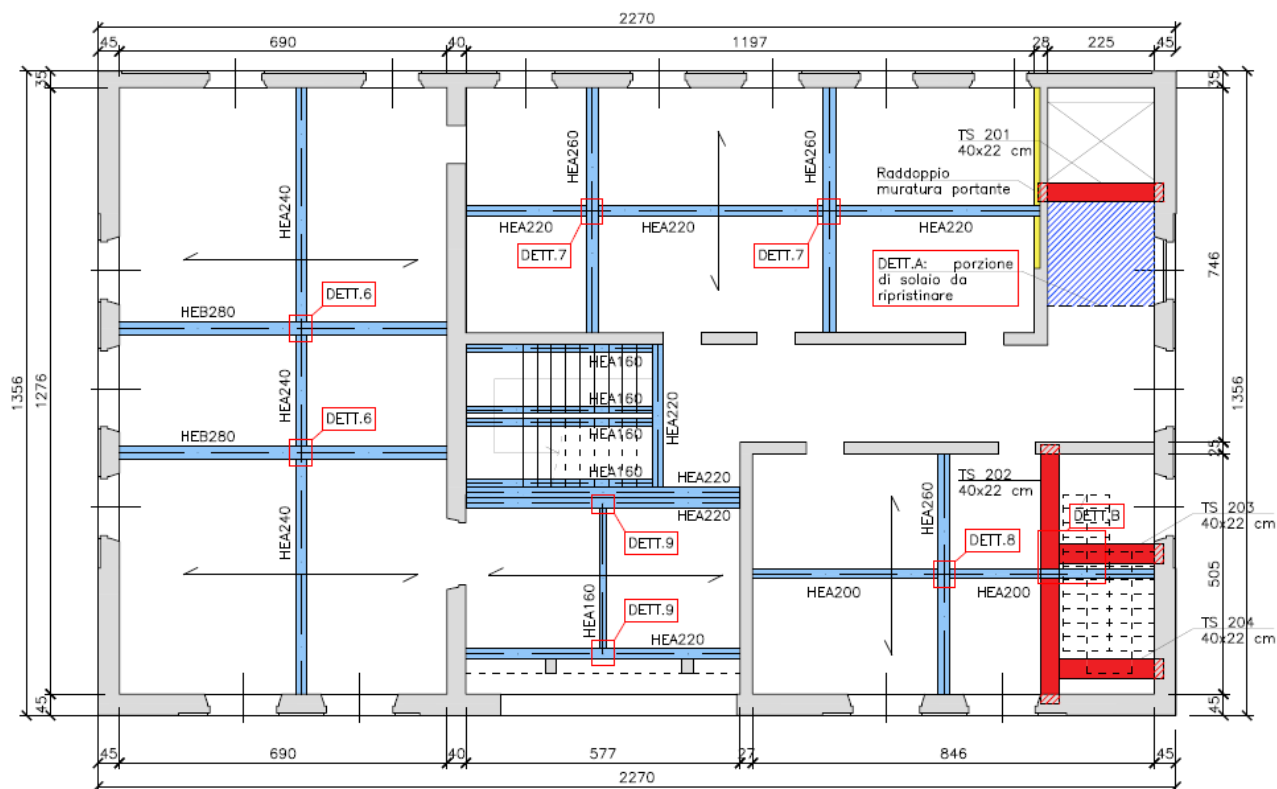
Rinforzo dei maschi murari – pianta piano primo

-  Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
-  Muratura in pietre a spacco con buona tessitura rinforzata mediante intonaco armato
-  Muratura in pietre a spacco con buona tessitura rinforzata mediante ristilatura armata
-  Muratura in mattoni pieni e malta di calce rinforzata mediante intonaco armato
-  Raddoppio di muratura in mattoni pieni e malta di calce a una testa
-  Nuove travi in c.a. in spessore di solaio (dettagli in tavole S7.1, S7.2)
-  Porzione di solaio da ripristinare (dettagli in tavola S7.1)
-  Nuova parete in mattoni pieni e malta di calce a due teste
-  Catena antiribaltamento Ø24
-  Solai in laterocemento

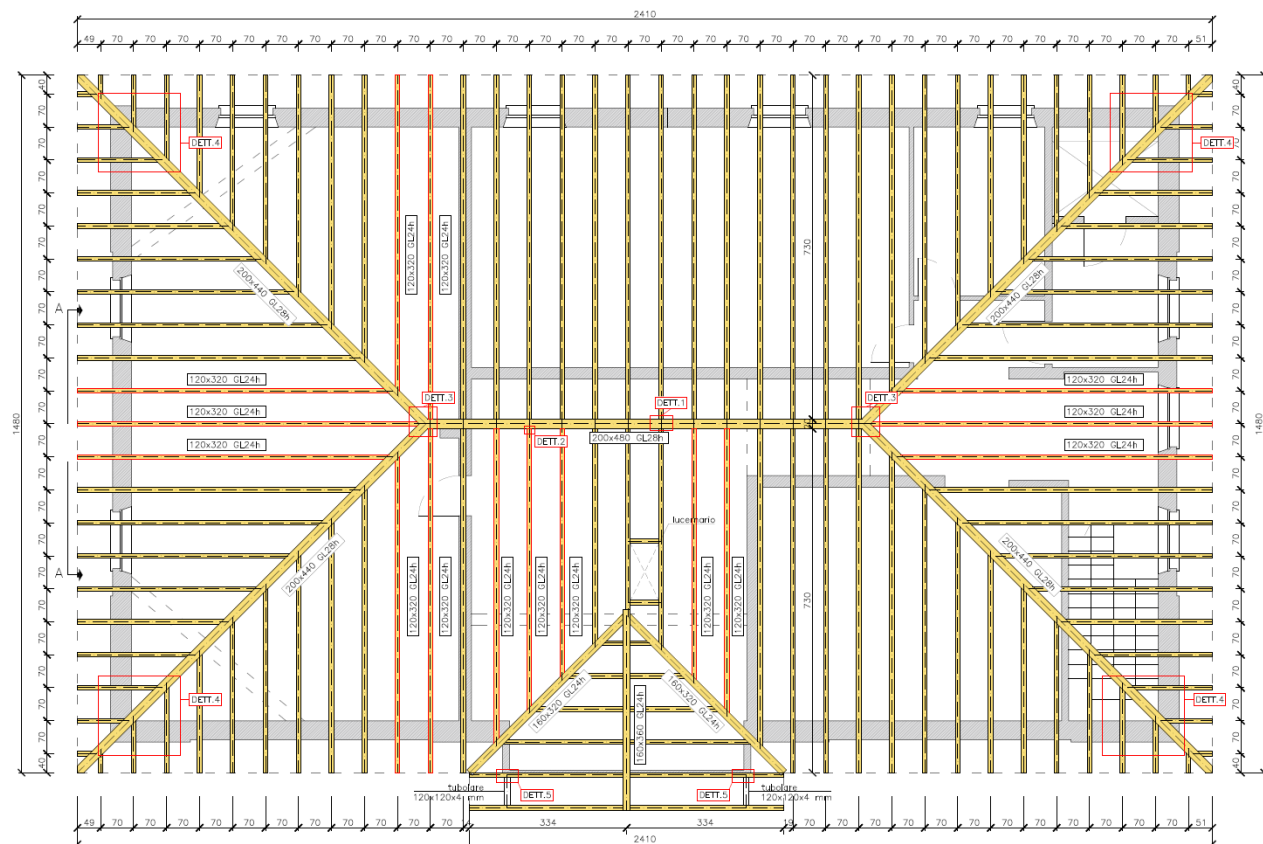
Rinforzo dei maschi murari – legenda



Rinforzo dei solai – primo orizzontamento



Rinforzo dei solai – secondo orizzontamento



Rifacimento della copertura – pianta

Sono stati eseguiti rilievi in sito volti ad accertare la geometria delle strutture portanti, sulla base dei quali è stato possibile implementare un modello di calcolo il più congruente possibile alle geometrie reali.

1.2. Analisi storico-critica

E' stato eseguito un accesso agli atti, che ha permesso di reperire il progetto architettonico originale dell'edificio, che risale all'anno 1963. La prima prova di carico eseguita sull'edificio risale invece all'anno 1969. Si è comunque eseguito un rilievo in sito dal quale si sono accertate le geometrie delle strutture portanti allo stato di fatto dell'edificio.

1.3. Documentazione fotografica

Le immagini che seguono illustrano l'edificio oggetto di analisi ed i punti di presa fotografici.





2



3



4



5



6



7



8



9



10



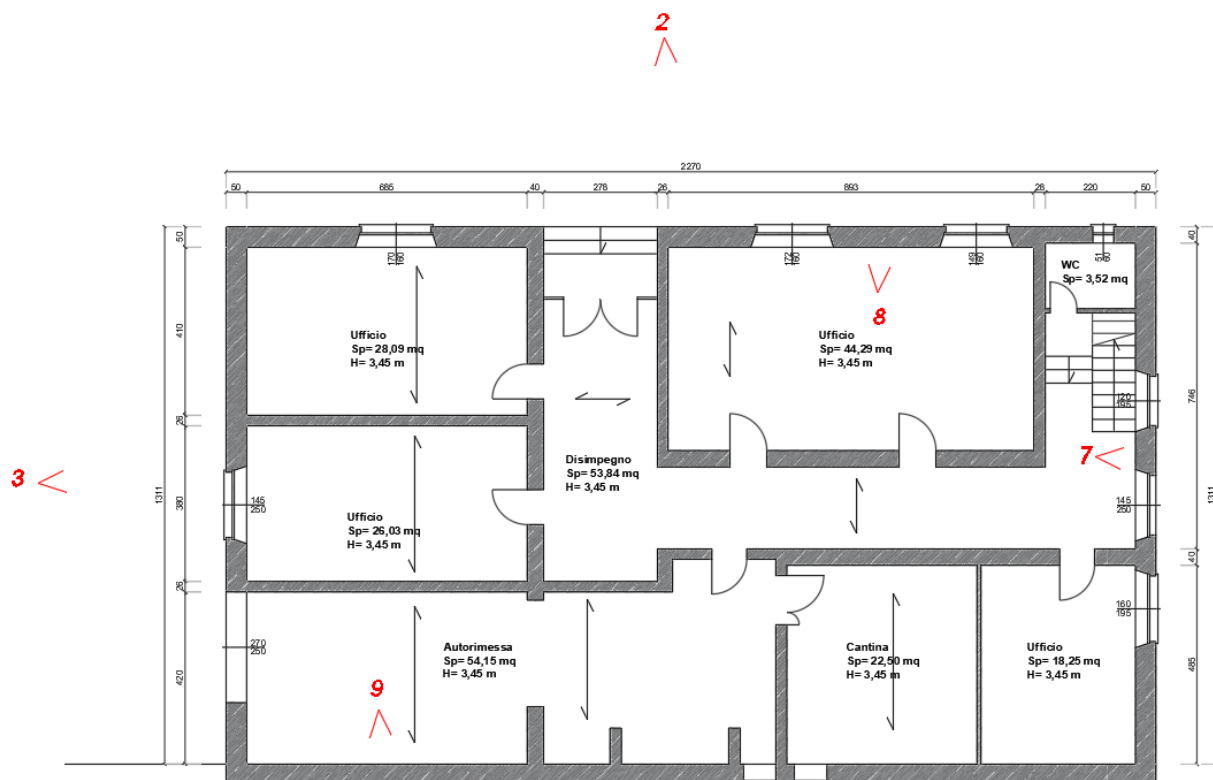
11



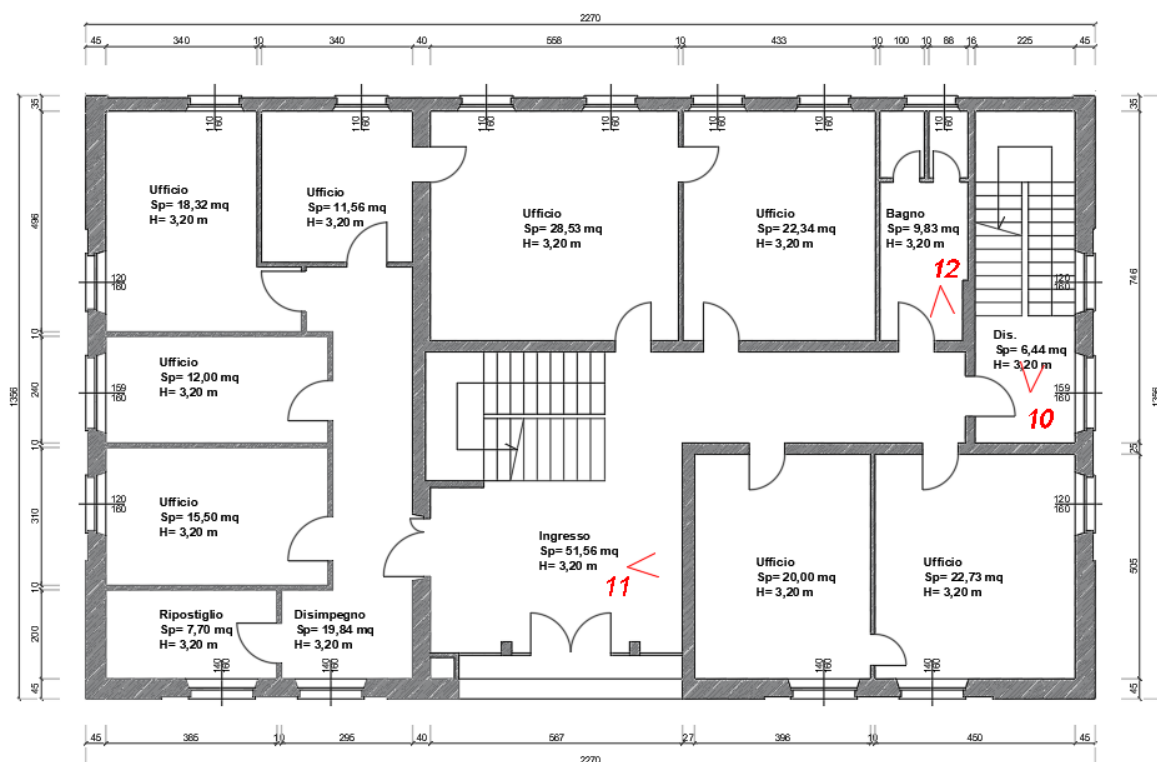
12



13



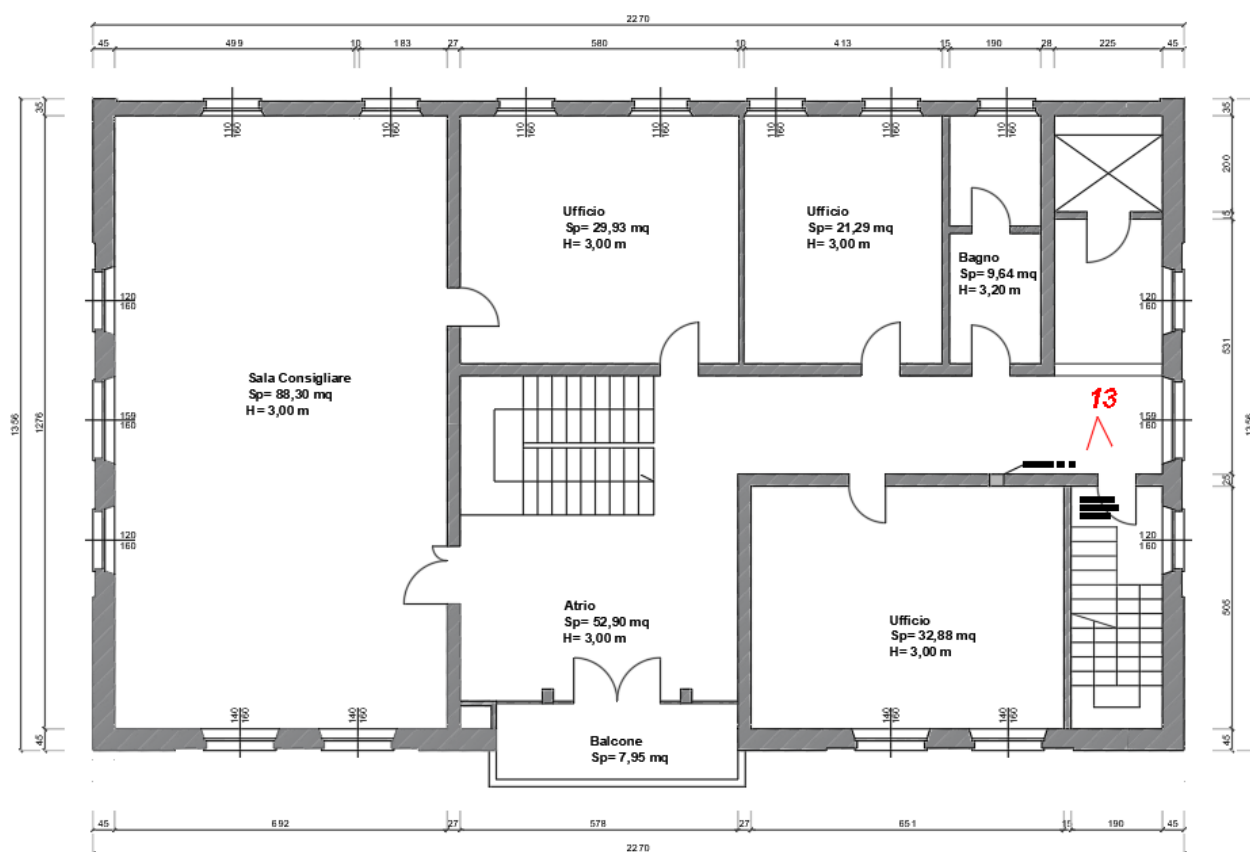
Punti di presa fotografici: pianta piano semi-interrato



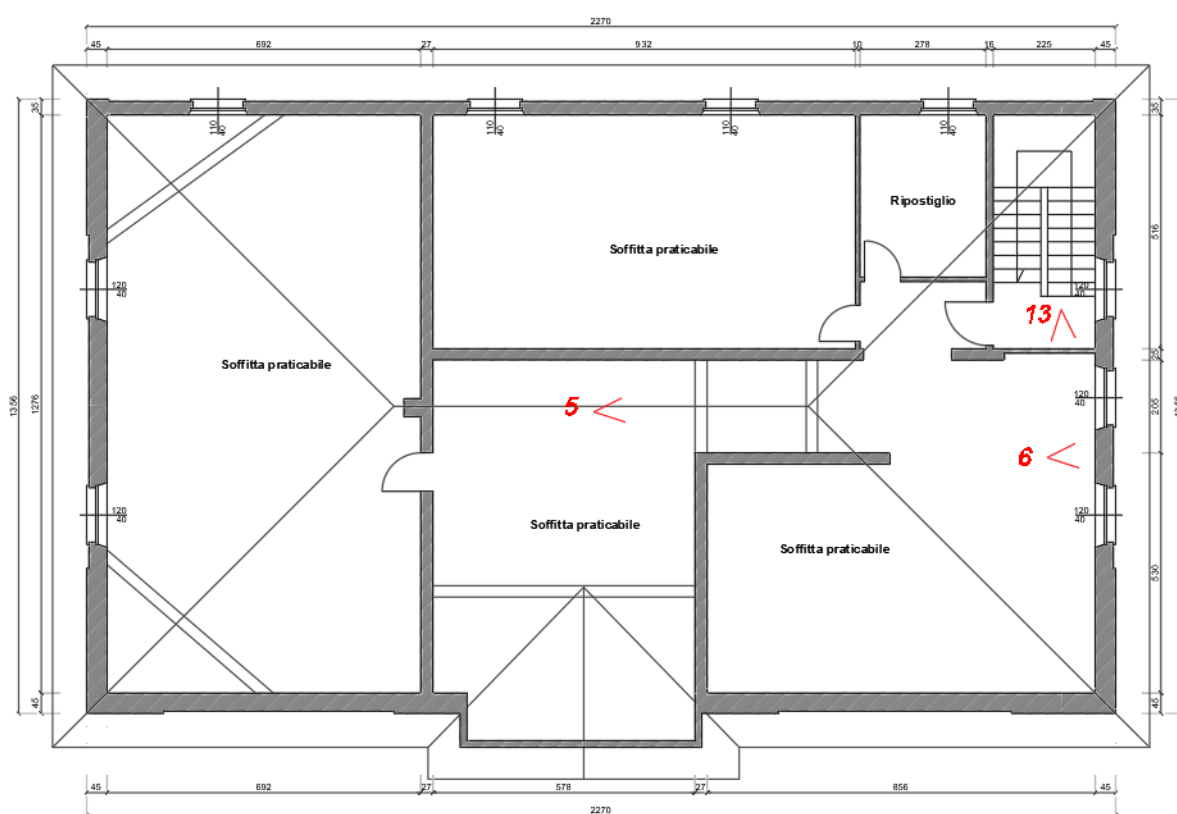
1

4

Punti di presa fotografici: pianta piano terra



Punti di presa fotografici: pianta piano primo



Punti di presa fotografici: pianta piano sottotetto

1.4. Analisi dei carichi

1.4.1. Carichi sui solai

I carichi che seguono sono stati ipotizzati in base ai rilievi eseguiti in sito, che hanno potuto stabilire lo spessore e la natura degli orizzontamenti del fabbricato. I carichi variabili si riferiscono alla Tab.3.1. II della normativa tecnica vigente NCT2018. Si sottolinea che gli interventi in progetto non modificano i carichi gravanti sui solai, ad eccezione del 3° solaio (sottotetto), in cui verranno limitati i carichi variabili (da Cat.E1 - archivio a Cat.H - ambiente accessibile per sola manutenzione, e della copertura, che verrà completamente demolita e ricostruita in legno, alleggerendo quindi i carichi indotti dal peso proprio.

1° Solaio e 2° (Cat C2)

Ambienti zona ingresso e sala consigliare.

| | | Spessore [m] | Peso specifico [daN/m ³] | Peso totale [daN/m ²] |
|-----------|---|--------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| G1 | | | | |
| | Solaio in latero-cemento | 0.22 | - | 270 |
| | | | Totale G1 | 270 |
| G2 | | - | - | |
| | Sottofondo | 0.025 | 2000 | 50 |
| | Pavimento in marmo | 0.025 | - | 70 |
| | Tramezze | - | - | 120 |
| | | | Totale G2 | 240 |
| Q | | | | |
| | Aree suscettibili di affollamento (Cat. C2) | | - | 400 |
| | | | Totale Q | 400 |

1° e 2° Solaio (Cat B2)

Ambienti destinati ad uffici.

| | | Spessore [m] | Peso specifico [daN/m ³] | Peso totale [daN/m ²] |
|-----------|--------------------------|--------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| G1 | | | | |
| | Solaio in latero-cemento | 0.22 | - | 270 |
| | | | Totale G1 | 270 |
| G2 | | - | - | |
| | Sottofondo | 0.025 | 2000 | 50 |
| | Pavimento in marmo | 0.025 | - | 70 |
| | Tramezze | - | - | 120 |
| | | | Totale G2 | 240 |

| | | | | |
|----------|-------------------------------------|--|-----------------|------------|
| Q | | | | |
| | Uffici aperti al pubblico (Cat. B2) | | - | 300 |
| | | | Totale Q | 300 |

3° Solaio (sottotetto)

| | | Spessore [m] | Peso specifico [daN/m³] | Peso totale [daN/m²] |
|-----------|----------------------------|---------------------|---|--|
| G1 | | | | |
| | Solaio in latero-cemento | 0.22 | - | 270 |
| | | | Totale G1 | 270 |
| G2 | | - | - | |
| | Rasatura | 0.035 | 2000 | 70 |
| | Tramezze | - | - | 120 |
| | | | Totale G2 | 190 |
| Q | | | | |
| | Sola manutenzione (Cat. H) | | - | 50 |
| | | | Totale Q | 50 |

Copertura

| | | Spessore [m] | Peso specifico [daN/m³] | Peso totale [daN/m²] |
|-----------|------------------------|---------------------|---|--|
| G1 | | | | |
| | Copertura in legno | - | - | 25 |
| | | | Totale G1 | 25 |
| G2 | | - | - | |
| | Guaina | - | - | 5 |
| | Tavolato | 0.05 | 500 daN/mc | 25 |
| | Coibentazione | - | - | 10 |
| | Tegole | - | - | 60 |
| | Fotovoltaico | - | - | 20 |
| | | | Totale G2 | 120 |
| Q | | | | |
| | Carico da neve (Cat.H) | | - | 260 |
| | | | Totale Q | 260 |

1.4.2. Carico neve

L'azione della neve viene calcolata secondo quanto prescritto dalla normativa vigente, in particolare dal D.M. 17-01-2018 "Norme tecniche per le costruzioni". Di seguito si esplicano i parametri utilizzati nella definizione dell'azione della neve.

| | | | |
|----------------------------------|--|--|---|
| <input type="radio"/> | Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza. | $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$ | $a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$ |
| <input checked="" type="radio"/> | Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese. | $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ | $a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$ |
| <input type="radio"/> | Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona. | $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ | $a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$ |
| <input type="radio"/> | Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo. | $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ | $a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$ |

$$q_s (\text{carico neve sulla copertura [N/mq]}) = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

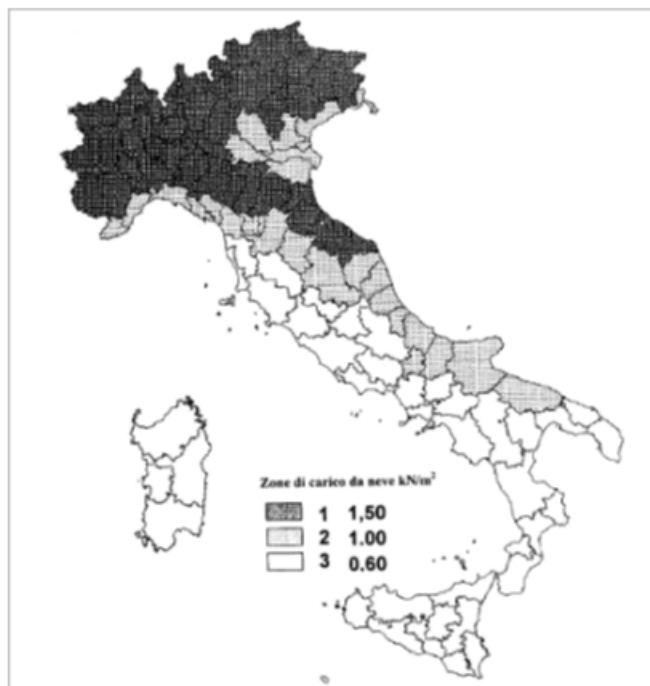
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

| | |
|---|------|
| a_s (altitudine sul livello del mare [m]) | 712 |
| q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq]) | 3.24 |

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

| Topografia | Descrizione | C _E |
|------------|---|----------------|
| Normale | Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. | 1 |

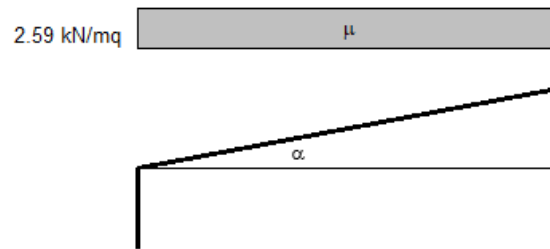
Valore del carico della neve al suolo

| | |
|---|------|
| q _s (carico della neve al suolo [kN/mq]) | 3.24 |
|---|------|

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

| | |
|----------------------------|----|
| α (inclinazione falda [°]) | 18 |
|----------------------------|----|

| | |
|---|-----|
| μ | 0.8 |
|---|-----|



Il carico da neve in copertura è pari a **2.60 kN/m²**.

1.4.3. Azione sismica

Per la valutazione della pericolosità sismica del sito e dei relativi parametri introdotti nelle valutazioni di sicurezza ci si è riferiti ad una classe d'uso IV e ad una Vita nominale della struttura pari a 50 anni. Per quel che riguarda il terreno ci si può riferire ad una categoria topografica T1. Il sottosuolo ricade in categoria C, come descritto nella relazione sulla modellazione sismica allegata, svolta dal Dott. Geol. Gianluca Vaccari.

Vita nominale

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

| TIPI DI COSTRUZIONI | | Valori minimi di V_N (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

Classe d'uso

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Periodo di riferimento

$T_{R,SLD} = 101$ anni

$T_{R,SLV} = 949$ anni

Categoria del sottosuolo

Sottosuolo tipo C

Categoria topografica

T1

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Amplificazione topografica

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------------------|--|-------|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30° | 1,4 |

Coordinate geografiche del sito

Longitudine = 10.647804°

Latitudine = 44.320687°

Elevazione = 712 m

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_o [-] | T_c^* [s] |
|-----------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 60 | 0.078 | 2.475 | 0.265 |
| SLD | 101 | 0.096 | 2.473 | 0.273 |
| SLV | 949 | 0.204 | 2.547 | 0.303 |
| SLC | 1950 | 0.251 | 2.580 | 0.315 |

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è espresso dalle seguenti formulazioni:

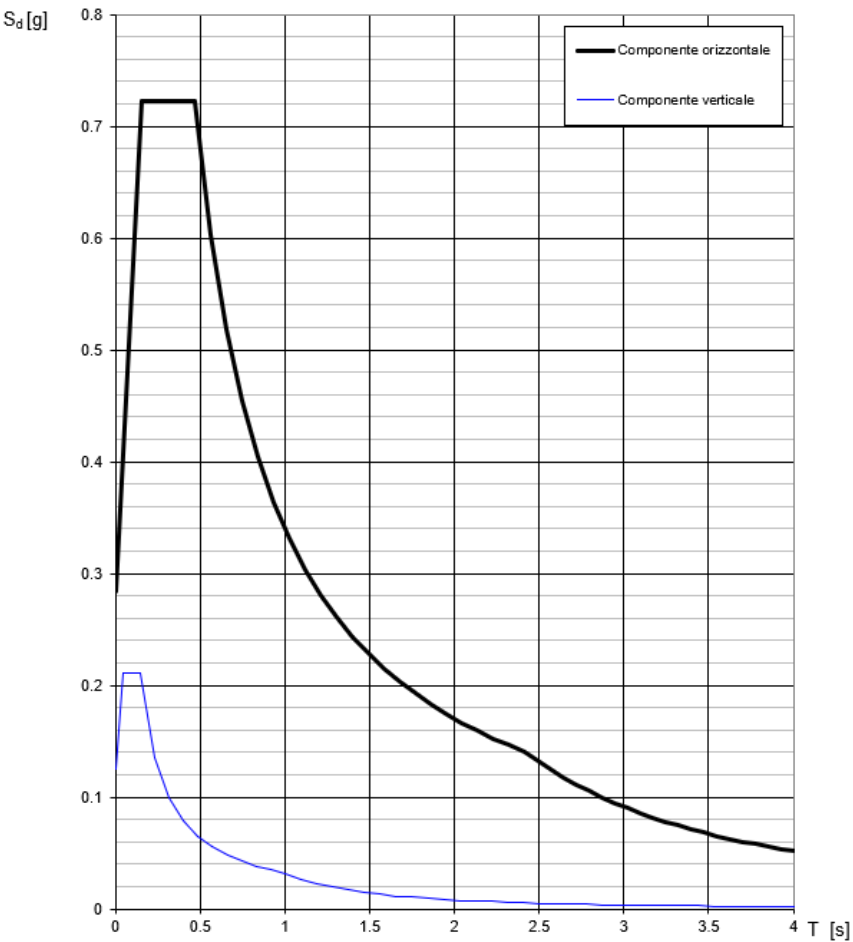
$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Di seguito si riportano i parametri che definiscono lo spettro ed il grafico dello spettro allo stato limite SLV, cui ci si riferisce ai fini delle analisi oggetto della presente relazione di calcolo. Lo spettro che segue è relativo ad un coefficiente di struttura $q = 1$.



Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_g | 0.204 g |
| F_{o^*} | 2.547 |
| T_C^* | 0.303 s |
| S_S | 1.388 |
| C_C | 1.558 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.000 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1.388 |
| η | 1.000 |
| T_B | 0.157 s |
| T_C | 0.471 s |
| T_D | 2.417 s |

1.5. Caratterizzazione meccanica dei materiali e livello di conoscenza adottato

Dal momento che:

- È stato reperito il progetto originale dell'opera;
- E' stato eseguito un rilievo geometrico completo del fabbricato;
- I saggi svolti sono stati eseguiti in maniera sistematica, in modo tale da poter definire le tipologie murarie di tutti gli allineamenti esistenti;

Si è scelto di adottare un livello di conoscenza **LC2**, cui corrisponde il fattore di confidenza **FC = 1.2** (NTC 2018, §8.5.4).

I saggi effettuati hanno consentito di stabilire che le tipologie murarie di cui è composto il fabbricato sono due, ai sensi della circolare alle NTC 2018, §C8.5.3, Tab. C8.5.I:

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce;
- Muratura in pietre a spacco con buona tessitura.

| Tipologia di muratura | f (N/mm ²) | τ_0 (N/mm ²) | f_{v0} (N/mm ²) | E (N/mm ²) | G (N/mm ²) | w (kN/m ³) |
|--|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | min-max | min-max | | min-max | min-max | |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 1,0-2,0 | 0,018-0,032 | - - | 690-1050 | 230-350 | 19 |
| Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*) | 2,0 | 0,035-0,051 | - - | 1020-1440 | 340-480 | 20 |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | 2,6-3,8 | 0,056-0,074 | - - | 1500-1980 | 500-660 | 21 |
| Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) | 1,4-2,2 | 0,028-0,042 | - - | 900-1260 | 300-420 | 13 ÷ 16(**) |
| Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**) | 2,0-3,2 | 0,04-0,08 | 0,10-0,19 | 1200-1620 | 400-500 | |
| Muratura a blocchi lapidei squadriati | 5,8-8,2 | 0,09-0,12 | 0,18-0,28 | 2400-3300 | 800-1100 | 22 |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***) | 2,6-4,3 | 0,05-0,13 | 0,13-0,27 | 1200-1800 | 400-600 | 18 |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%) | 5,0-8,0 | 0,08-0,17 | 0,20-0,36 | 3500-5600 | 875-1400 | 15 |

Nel modello di calcolo implementato verranno considerate le caratteristiche meccaniche in accordo al §C8.5.4.1 della circolare, ovvero:

- per quanto riguarda le resistenze, i valori medi degli intervalli riportati in tabella;
- per quanto riguarda i moduli elastici, i valori medi degli intervalli riportati in tabella.

| Nome | Condizione del materiale | Tipo legame | E [N/mm ²] | Eh [N/mm ²] | G [N/mm ²] | Peso specifico [kN/m ³] | fm [N/cm ²] |
|-----------------|--------------------------|---------------------------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|--|----------------------------|
| Mattoni pieni | Esistente | Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) | 1.500,00 | 1.500,00 | 500,00 | 18 | 345,00 |
| Pietre a spacco | Esistente | Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) | 1.740,00 | 1.740,00 | 580,00 | 21 | 320,00 |

| Nome | fk [N/cm ²] | τ [N/cm ²] | FC | γm |
|-----------------|----------------------------|---------------------------|------|------|
| Mattoni pieni | 201,25 | 9,00 | 1,20 | 3,00 |
| Pietre a spacco | 186,67 | 6,50 | 1,20 | 3,00 |

E' in progetto il rinforzo di una buona parte dei maschi murari mediante consolidamento con placcaggio a mezzo di intonaco armato. La muratura in pietre a spacco verrà invece rinforzata tramite ristilatura armata dei giunti, ad eccezione della muratura del piano terra, che verrà interamente rinforzata mediante intonaco armato. Come indicato nella Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP (§8.5.3 e Tab. C8.5.II sotto riportata), gli interventi consentono di incrementare resistenze e moduli di elasticità della muratura dei valori indicati nella tabella che segue.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

| Tipologia di muratura | Stato di fatto | | | Interventi di consolidamento | | | |
|--|----------------|---------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------------|---|----------------------------------|
| | Malta buona | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Iniezione di miscele leganti (*) | Intonaco armato (**) | Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**) | Massimo coefficiente complessivo |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 1,5 | 1,3 | 1,5 | 2 | 2,5 | 1,6 | 3,5 |
| Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo | 1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,7 | 2,0 | 1,5 | 3,0 |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | 1,3 | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,5 | 1,4 | 2,4 |
| Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) | 1,5 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,7 | 1,1 | 2,0 |
| Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) | 1,6 | - | 1,2 | 1,2 | 1,5 | 1,2 | 1,8 |
| Muratura a blocchi lapidei squadati | 1,2 | - | 1,2 | 1,2 | 1,2 | - | 1,4 |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce | (***) | - | 1,3 (****) | 1,2 | 1,5 | 1,2 | 1,8 |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%) | 1,2 | - | - | - | 1,3 | - | 1,3 |

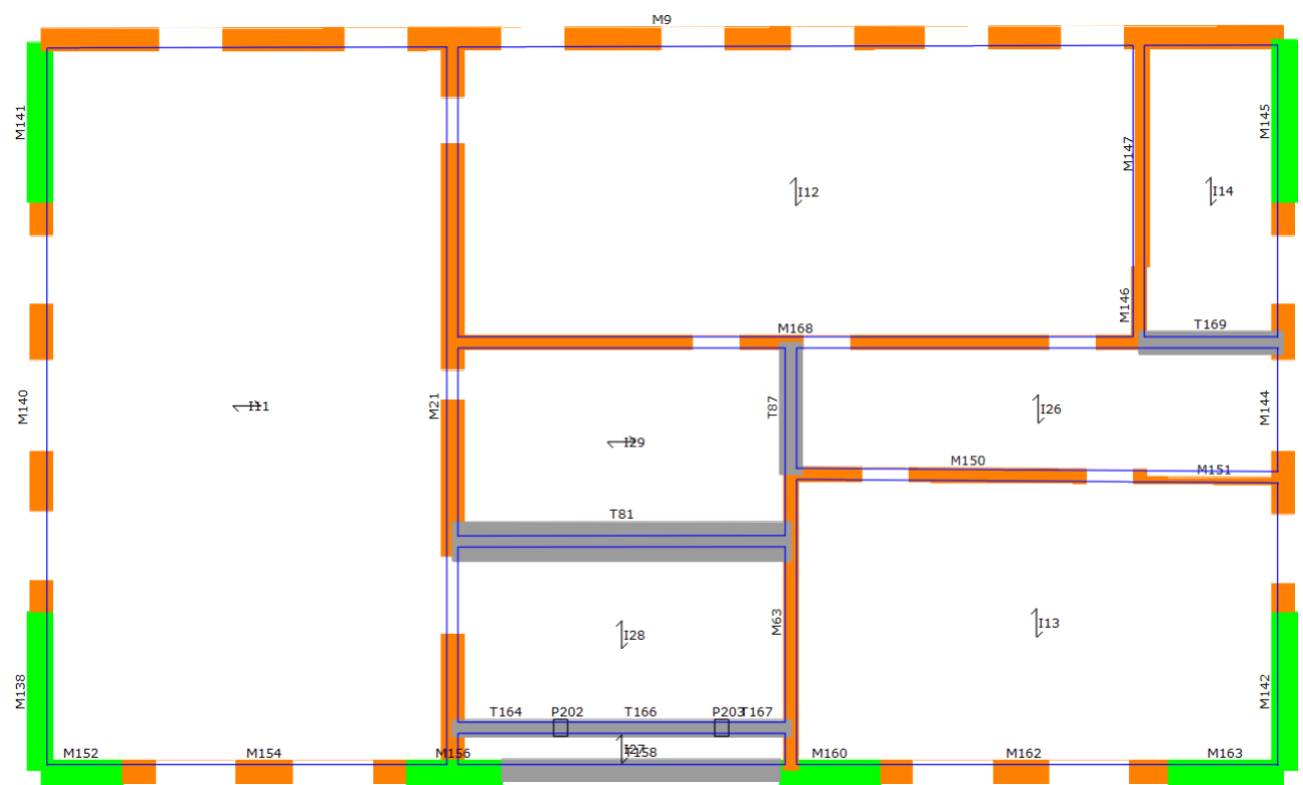
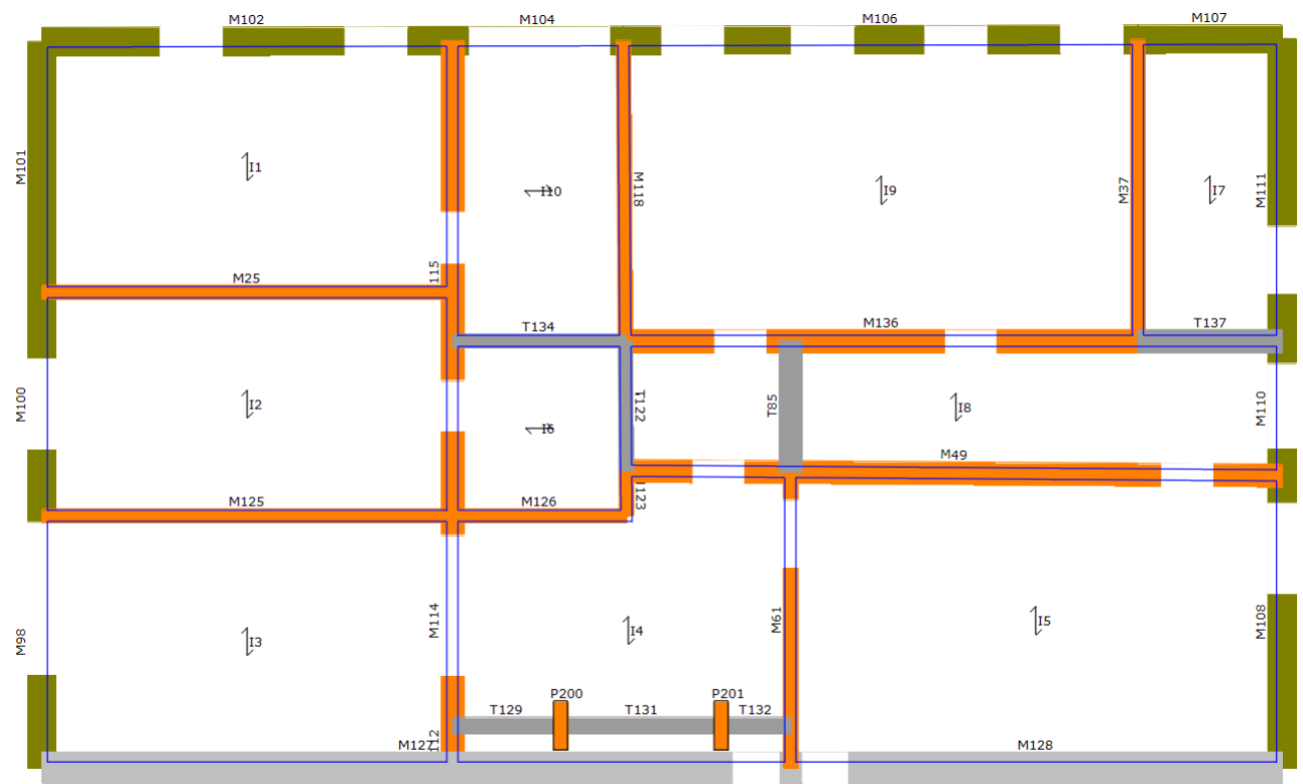
Le tabelle che seguono illustrano le caratteristiche meccaniche dei materiali rinforzati.

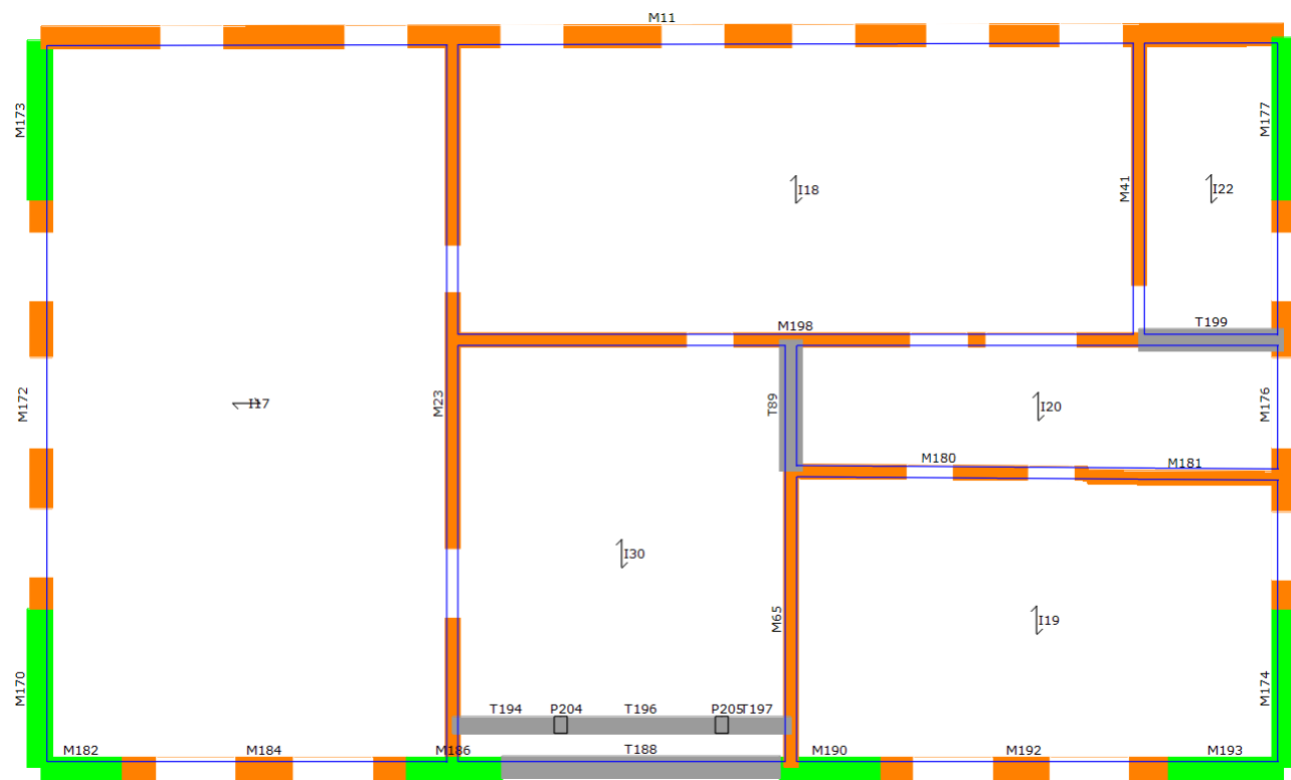
| Nome | Condizione del materiale | Tipo legame | E [N/mm ²] | Eh [N/mm ²] | G [N/mm ²] | Peso specifico [kN/m ³] | fm [N/cm ²] |
|------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------------------|-------------------------|
| Mattoni pieni RINFORZATI | Esistente | Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) | 2.250,00 | 2.250,00 | 750,00 | 18 | 517,50 |
| Pietre a spacco | Esistente | Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) | 1.740,00 | 1.740,00 | 580,00 | 21 | 320,00 |
| Pietre a spacco RINFORZATE | Esistente | Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) | 2.610,00 | 2.610,00 | 870,00 | 21 | 480,00 |
| Pietre a spacco RISTILLATURA | Esistente | Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) | 2.088,00 | 2.088,00 | 696,00 | 21 | 448,00 |

| Nome | f _k [N/cm ²] | τ [N/cm ²] | FC | γ _m |
|------------------------------|-------------------------------------|------------------------|------|----------------|
| Mattoni pieni RINFORZATI | 301,88 | 13,50 | 1,20 | 3,00 |
| Pietre a spacco | 186,67 | 6,50 | 1,20 | 3,00 |
| Pietre a spacco RINFORZATE | 280,00 | 9,75 | 1,20 | 3,00 |
| Pietre a spacco RISTILLATURA | 261,33 | 9,10 | 1,20 | 3,00 |

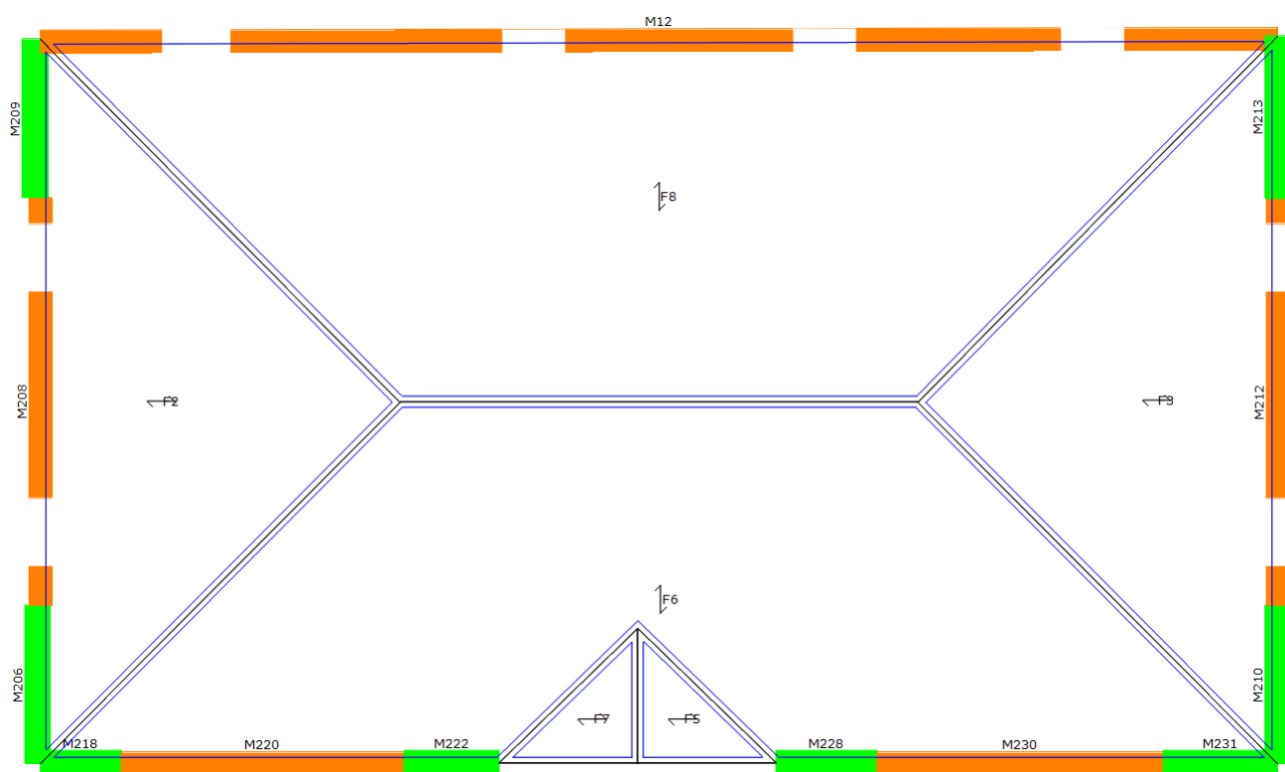
Le immagini che seguono illustrano i materiali adottati nel modello di calcolo, in cui i diversi colori trovano spiegazione nella legenda seguente.

| Nome | Tipo | Colore | Descrizione |
|------------------------------|------------------|--------|-------------|
| C16/20 | Calcestruzzo | | |
| B450 | Acciaio armatura | | NTC08 |
| C16/20-LC1 | Calcestruzzo | | C16/20-LC1 |
| C20/25-LC1 | Calcestruzzo | | C20/25-LC1 |
| Pietre a spacco | Muratura | | |
| Mattoni pieni RINFORZATI | Muratura | | |
| Pietre a spacco RINFORZATE | Muratura | | |
| Pietre a spacco RISTILLATURA | Muratura | | |





Pianta livello 3



Pianta copertura

2. RELAZIONE DI CALCOLO

2.1. Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Il progetto è stato redatto utilizzando il metodo degli stati limite. Il riferimento principale è il DM 17.01.2018. Segue elenco delle principali norme di riferimento.

1. Legge 5 novembre 1971 n° 1086 “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche”
2. Circolare n. 11951 del 14 febbraio 1974 “Applicazione delle norme sul cemento armato”
3. D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
4. Circolare n° 7 del 21 gennaio 2019 “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008

2.2. Software di calcolo utilizzato

Il software di calcolo utilizzato è 3Muri di S.T.A. Data srl. Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

| | |
|-----------------------------|---|
| Sigla: | 3MURI |
| Produzione e distribuzione: | S.T.A. DATA srl Corso Raffaello, 12 - 10126 TORINO (TO) tel. 0116699345 fax 0116699375 internet: http://www.stadata.com e.mail: info@stadata.com |
| Autori: | Prodotto: S.T.A. DATA srl Motore di calcolo: Responsabile Prof. Ing. Sergio LAGOMARSINO Prof. Ing. Serena CATTARI Prof. Ing. Andrea PENNA Ing. Alessandro GALASCO |
| Versione: | 13.1.0.3 |
| Numero Licenza: | (15584) Rosselli Luca |

2.3. Tipologia di analisi svolta e descrizione del modello di calcolo adottato

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare. Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa. La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

2.3.1. Metodo di analisi globale di push-over

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento, in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale, ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

La modellazione col software 3muri si basa sull'ipotesi che il comportamento delle pareti è rappresentabile con "macroelementi", cioè da porzioni di muratura. Le pareti si possono suddividere in componenti elementari: maschi, fasce ed elementi rigidi. In particolare gli elementi "maschio" sono disposti a fianco delle aperture, gli elementi "fascia" sono disposti sopra e sotto le aperture. La muratura restante che non confina con aperture e che risulta quindi contenuta, si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi e viene modellata con elementi di rigidità infinita. La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare. Collegando quindi questi elementi si ottiene lo schema a telaio, detto appunto telaio equivalente.

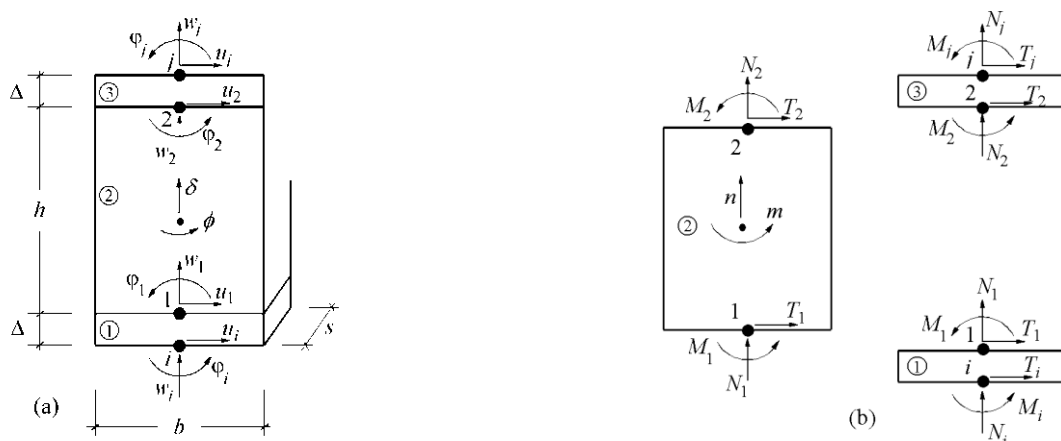
Il telaio equivalente consente di ben rappresentare il comportamento delle strutture in muratura; inoltre semplifica l'analisi, in quanto riduce i gradi di libertà rispetto ad altri schemi, come per esempio gli elementi finiti di superficie velocizzando i tempi di calcolo.

3Muri crea automaticamente la "mesh", cioè la divisione in maschi, fasce ed elementi rigidi, anche per pareti complesse ed esegue l'analisi non lineare al fine di determinare lo spostamento massimo. La procedura sopra descritta viene definita come "metodo FME".

Dal punto di vista teorico il metodo FME si basa su di un particolare tipo di elemento finito a comportamento non lineare, cosiddetto a "sandwich".

Si consideri un pannello di larghezza b e spessore s costituito di tre parti: la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità e f di spessore infinitesimo D , infinitamente rigidi ad azioni taglienti, e la deformabilità tangenziale è situata nel corpo centrale, di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente.

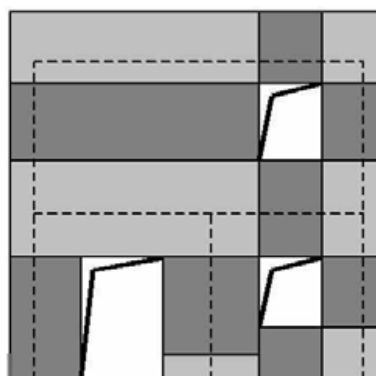
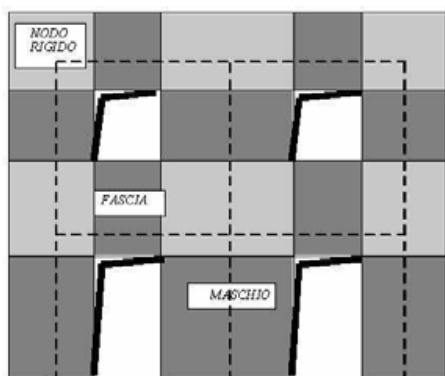
Il modello cinematico completo per il macroelemento contempla quindi i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia.



Il legame precedentemente descritto viene completato dall'inserimento di un meccanismo di collasso: coerentemente con le diverse normative sono definite deformazioni massime (drift) accettabili per il pannello, dovuti ai meccanismi di taglio e pressoflessione. Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali e quindi viene ridotto o annullata la sua capacità resistente. L'elemento è sostituito da una biella, in grado di trasmettere ancora forze normali, ma senza alcuna resistenza per le azioni sismiche.

La struttura portante è modellata come assemblaggio di pareti verticali ed orizzontamenti deformabili: ogni parete è schematizzata attraverso un modello a telaio, come previsto dalla Norma, individuando maschi murari verticali e travi in muratura (architravi o fasce di piano) collegati da porzioni considerate rigide.

Si rimanda al paragrafo specifico per maggiori indicazioni sui materiali esistenti e di progetto.



2.3.2. Combinazioni di carico adottate

Secondo le prescrizioni da normativa, le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) illustrate di seguito.

- distribuzione proporzionale alle Forze statiche (Gruppo 1)
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2);

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio all'80% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

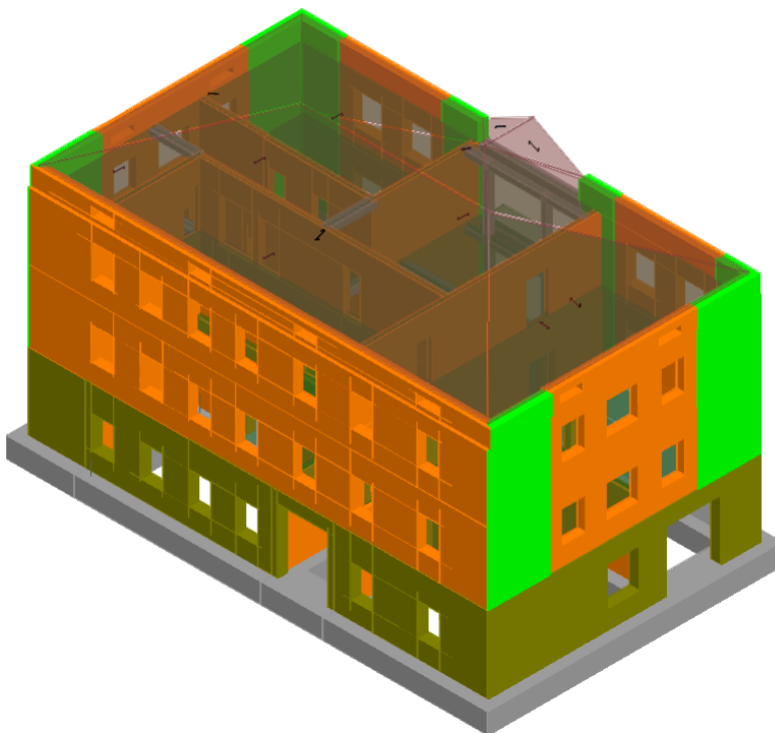
In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

- Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

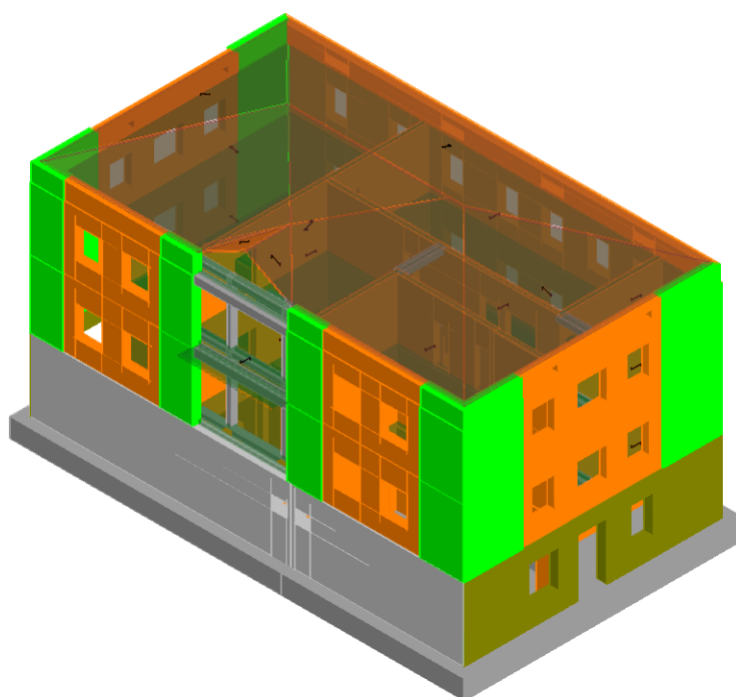
Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

2.3.3. Modello di calcolo

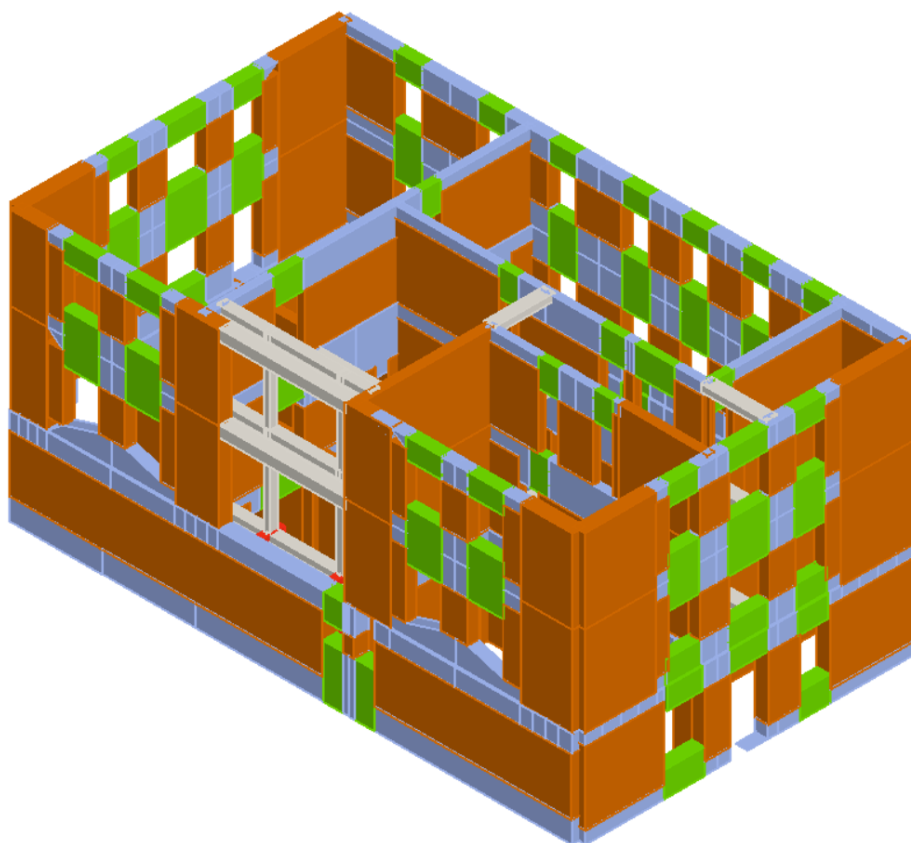
Si riportano di seguito alcune immagini che illustrano il modello di calcolo implementato.



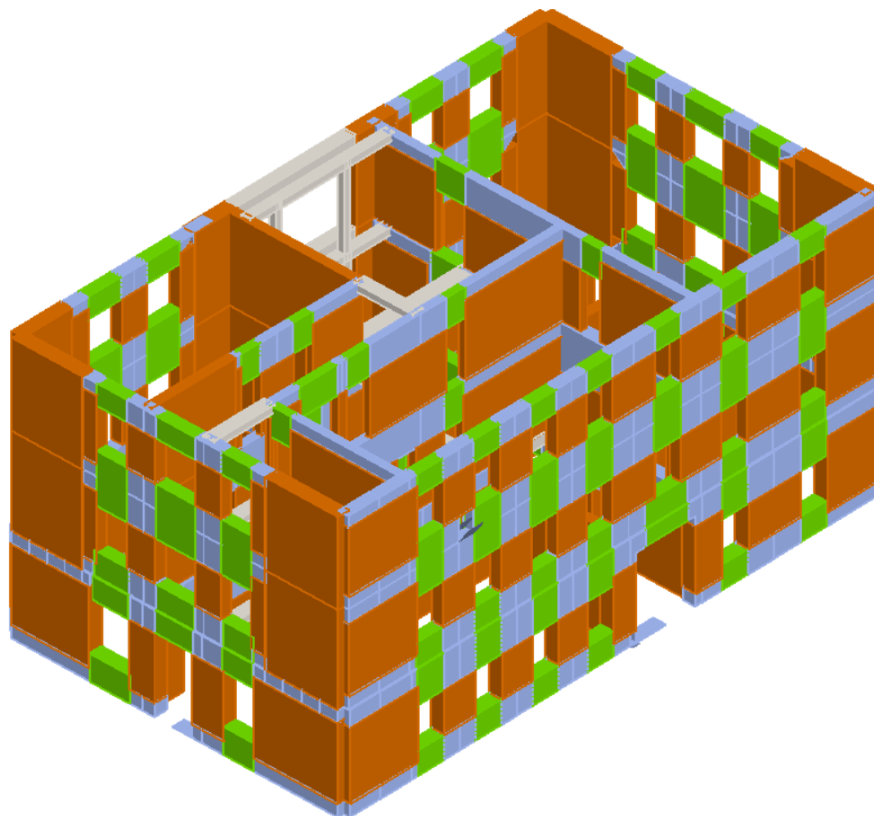
Vista 3D – 1



Vista 3D - 2

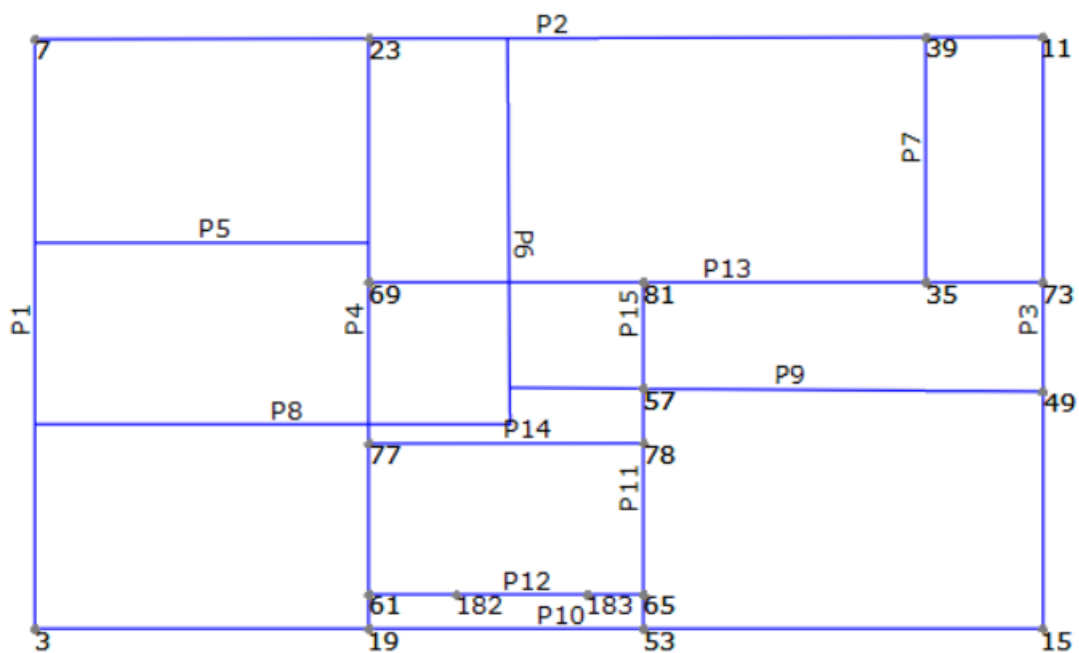


Mesh di calcolo



Mesh di calcolo

L'immagine che segue illustra la nomenclatura delle pareti del modello di calcolo.



2.3.4. Combinazione delle azioni

Carico Sismico:

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione [Norme Tecniche 2018 §2.5.3].

$$E + G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

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

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

Carico Statico:

La verifica allo stato limite ultimo per carichi statici viene condotta con la seguente combinazione dei carichi.

$$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q \Psi_0 Q_k$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_{k1} peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_{k2} peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile;
- Ψ_2 coefficiente di combinazione;

Ψ_0 coefficiente di combinazione per i carichi variabili

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_Q$: coefficienti parziali di sicurezza

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2018 Tabella 2.5.1].

2.3.5. Verifiche per gli stati limite considerati

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Collasso (SLC):

$$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

D_{max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al minore tra:

- 1) il valore del taglio di base residuo pari all'80% di quello massimo
- 2) il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

$$q^* < 4,0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite Vita (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLV} : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $0,75 \cdot D_u^{SLC}$.

$$q^* < 3,0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_u^{SLD} : Spostamento minore tra:

- 1) quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC
- 2) quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parte ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 0,7500 del taglio di base massimo)

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_u^{SLO} : Spostamento pari a 0,6670 di quello allo SLD.

Vulnerabilità sismica

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio α (α_{SLC} , α_{SLV} , α_{SLD} , α_{SLO}). Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$$\alpha_{SLC} = \frac{PGA_{CLC}}{PGA_{DLC}} ;$$

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} ;$$

$$\alpha_{SLD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} ;$$

$$\alpha_{SLO} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} ;$$

Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.

PGA_{CLC} : accelerazione di capacità corrispondente a SLC

- PGA_{CLV} : accelerazione di capacità corrispondente a SLV
- PGA_{CLD} : accelerazione di capacità corrispondente a SLD
- PGA_{CLO} : accelerazione di capacità corrispondente a SLO

Accelerazioni di domanda: Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

- PGA_{DLC} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC

- PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV
- PGA_{DLD} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD
- PGA_{DLO} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLO

2.3.6. Meccanismi locali di collasso

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre saranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili in grado di ruotare o scorrere tra loro.
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo mediante l'impiego del principio dei lavori virtuali (Circolare 617-C8.7.1.2.1.1).
- Individuare l'accelerazione sismica spettrale di attivazione a_z a partire dal moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 .

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq a_z(z=0) = S_{e,SLV}(T=0) = a_{g,SLV} \cdot S$$

$$a_{z,SLV} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \cdot q$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessi una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq \max(a_z(z=0); a_z(z))$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

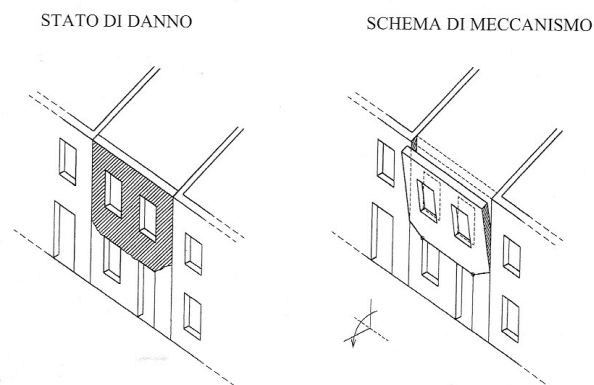
$$a_{z,k}(z) = S_{e,SLV}(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \Psi_k(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2}$$

In base al capitolo §C7.2.3 è consentito riferirsi al solo primo modo di vibrare significativo per la direzione significativa, si assume quindi $k=1$.

$$a_z(z) = S_{e,SLV}(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_1(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_1^2}$$

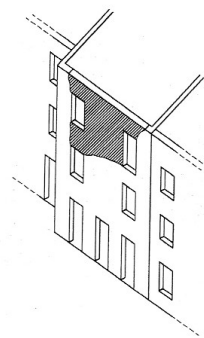
- $S_e(T, \xi)$: spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ (5%) dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;
- γ_k : k -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- $\Psi_k(z)$: valore della k -esima forma modale alla quota z nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
- $a_{z,k}$: contributo del k -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

Si riportano di seguito immagini relative ai principali meccanismi di collasso.

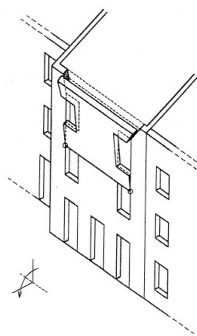


Ribaltamento di parete in facciata

STATO DI DANNO

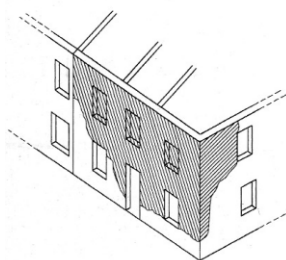


SCHEMA DI MECCANISMO

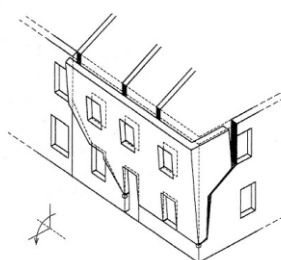


Ribaltamento di parete in facciata

STATO DI DANNO



SCHEMA DI MECCANISMO



Ribaltamento di facciata

2.4. Principali risultati di calcolo

2.4.1. Analisi globale

Le tabelle che seguono riassumono i risultati delle analisi di push-over effettuate.

| N. | Dir. sisma | Carico sismico | Ecc. [cm] | Dmax SLC [cm] | Du SLC [cm] | q* SLC | SLC ver. | Dmax SLV [cm] | Du SLV [cm] | q* SLV | SLV ver. |
|----|------------|----------------|--------------|------------------|----------------|--------|-------------|------------------|----------------|--------|-------------|
| 1 | +X | Uniforme | 0,0 | 4,03 | 4,14 | 2,57 | Sì | 3,31 | 3,11 | 2,19 | No |
| 2 | +X | Forze statiche | 0,0 | 5,00 | 4,21 | 3,51 | No | 4,15 | 3,16 | 2,99 | No |
| 3 | -X | Uniforme | 0,0 | 3,86 | 4,45 | 3,12 | Sì | 3,16 | 3,34 | 2,65 | Sì |
| 4 | -X | Forze statiche | 0,0 | 4,73 | 4,74 | 4,06 | No | 3,92 | 3,56 | 3,46 | No |
| 5 | +Y | Uniforme | 0,0 | 4,52 | 4,67 | 3,63 | Sì | 3,74 | 3,50 | 3,09 | No |
| 6 | +Y | Forze statiche | 0,0 | 5,39 | 4,04 | 4,40 | No | 4,48 | 3,03 | 3,74 | No |
| 7 | -Y | Uniforme | 0,0 | 4,17 | 3,33 | 3,82 | No | 3,44 | 2,50 | 3,25 | No |
| 8 | -Y | Forze statiche | 0,0 | 4,85 | 4,42 | 4,25 | No | 4,02 | 3,32 | 3,62 | No |
| 9 | +X | Uniforme | 65,1 | 3,96 | 4,04 | 2,57 | Sì | 3,25 | 3,03 | 2,19 | No |
| 10 | +X | Uniforme | -65,1 | 3,91 | 4,24 | 2,62 | Sì | 3,21 | 3,18 | 2,23 | No |
| 11 | +X | Forze statiche | 65,1 | 4,97 | 4,14 | 3,48 | No | 4,12 | 3,10 | 2,96 | No |
| 12 | +X | Forze statiche | -65,1 | 4,95 | 4,28 | 3,56 | No | 4,10 | 3,21 | 3,03 | No |
| 13 | -X | Uniforme | 65,1 | 3,87 | 4,16 | 3,11 | Sì | 3,18 | 3,12 | 2,65 | No |
| 14 | -X | Uniforme | -65,1 | 3,84 | 4,55 | 3,17 | Sì | 3,15 | 3,41 | 2,70 | Sì |
| 15 | -X | Forze statiche | 65,1 | 4,69 | 4,47 | 4,36 | No | 3,89 | 3,35 | 3,71 | No |
| 16 | -X | Forze statiche | -65,1 | 4,73 | 4,69 | 4,41 | No | 3,92 | 3,52 | 3,75 | No |
| 17 | +Y | Uniforme | 111,0 | 4,66 | 4,35 | 3,66 | No | 3,86 | 3,26 | 3,12 | No |
| 18 | +Y | Uniforme | -111,0 | 4,59 | 4,94 | 3,66 | Sì | 3,80 | 3,70 | 3,11 | No |
| 19 | +Y | Forze statiche | 111,0 | 5,43 | 4,07 | 4,69 | No | 4,52 | 3,05 | 4,00 | No |
| 20 | +Y | Forze statiche | -111,0 | 5,23 | 4,22 | 4,74 | No | 4,34 | 3,17 | 4,03 | No |
| 21 | -Y | Uniforme | 111,0 | 4,33 | 3,77 | 3,91 | No | 3,57 | 2,82 | 3,33 | No |
| 22 | -Y | Uniforme | -111,0 | 4,05 | 2,96 | 3,72 | No | 3,34 | 2,22 | 3,17 | No |

| N. | Dir. sisma | Carico sismico | Ecc. [cm] | Dmax SLC [cm] | Du SLC [cm] | q* SLC | SLC ver. | Dmax SLV [cm] | Du SLV [cm] | q* SLV | SLV ver. |
|----|------------|----------------|--------------|------------------|----------------|--------|-------------|------------------|----------------|--------|-------------|
| 23 | -Y | Forze statiche | 111,0 | 5,05 | 4,55 | 4,38 | No | 4,19 | 3,42 | 3,73 | No |
| 24 | -Y | Forze statiche | -111,0 | 4,73 | 4,11 | 4,26 | No | 3,92 | 3,08 | 3,63 | No |

| N. | Dir. sisma | Carico sismico | Ecc. [cm] | Dmax SLD [cm] | Dd SLD [cm] | SLD ver. | Dmax SLO [cm] | Do SLO [cm] | SLO ver. |
|----|------------|----------------|--------------|------------------|----------------|-------------|------------------|----------------|-------------|
| 1 | +X | Uniforme | 0,0 | 1,37 | 1,24 | No | 1,09 | 0,83 | No |
| 2 | +X | Forze statiche | 0,0 | 1,87 | 1,22 | No | 1,48 | 0,81 | No |
| 3 | -X | Uniforme | 0,0 | 1,31 | 0,92 | No | 0,99 | 0,61 | No |
| 4 | -X | Forze statiche | 0,0 | 1,74 | 0,95 | No | 1,37 | 0,63 | No |
| 5 | +Y | Uniforme | 0,0 | 1,63 | 1,00 | No | 1,28 | 0,66 | No |
| 6 | +Y | Forze statiche | 0,0 | 2,06 | 1,08 | No | 1,64 | 0,72 | No |
| 7 | -Y | Uniforme | 0,0 | 1,48 | 0,76 | No | 1,14 | 0,51 | No |
| 8 | -Y | Forze statiche | 0,0 | 1,80 | 0,77 | No | 1,42 | 0,52 | No |
| 9 | +X | Uniforme | 65,1 | 1,33 | 1,21 | No | 1,06 | 0,81 | No |
| 10 | +X | Uniforme | -65,1 | 1,31 | 1,16 | No | 1,03 | 0,77 | No |
| 11 | +X | Forze statiche | 65,1 | 1,85 | 1,22 | No | 1,47 | 0,81 | No |
| 12 | +X | Forze statiche | -65,1 | 1,84 | 1,18 | No | 1,46 | 0,79 | No |
| 13 | -X | Uniforme | 65,1 | 1,31 | 0,93 | No | 1,00 | 0,62 | No |
| 14 | -X | Uniforme | -65,1 | 1,30 | 0,89 | No | 0,99 | 0,60 | No |
| 15 | -X | Forze statiche | 65,1 | 1,72 | 0,86 | No | 1,36 | 0,58 | No |
| 16 | -X | Forze statiche | -65,1 | 1,74 | 0,87 | No | 1,37 | 0,58 | No |
| 17 | +Y | Uniforme | 111,0 | 1,70 | 1,04 | No | 1,34 | 0,69 | No |
| 18 | +Y | Uniforme | -111,0 | 1,67 | 1,02 | No | 1,31 | 0,68 | No |
| 19 | +Y | Forze statiche | 111,0 | 2,07 | 1,02 | No | 1,66 | 0,68 | No |
| 20 | +Y | Forze statiche | -111,0 | 1,98 | 0,95 | No | 1,57 | 0,63 | No |
| 21 | -Y | Uniforme | 111,0 | 1,55 | 0,75 | No | 1,21 | 0,50 | No |

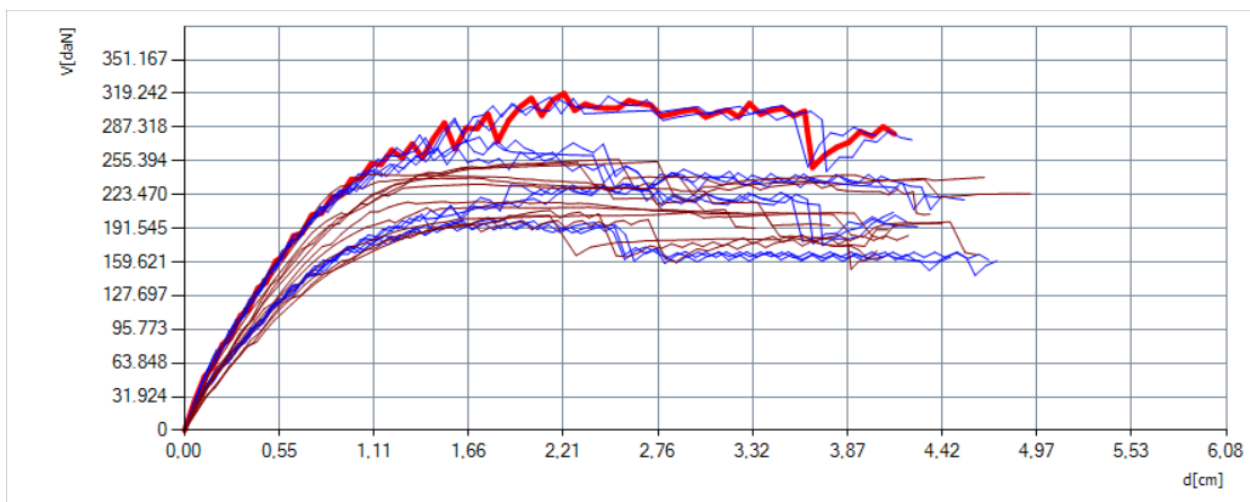
| N. | Dir. sisma | Carico sismico | Ecc. [cm] | Dmax SLD [cm] | Dd SLD [cm] | SLD ver. | Dmax SLO [cm] | Do SLO [cm] | SLO ver. |
|----|------------|----------------|--------------|------------------|----------------|-------------|------------------|----------------|-------------|
| 22 | -Y | Uniforme | -111,0 | 1,42 | 0,74 | No | 1,09 | 0,49 | No |
| 23 | -Y | Forze statiche | 111,0 | 1,89 | 0,80 | No | 1,50 | 0,53 | No |
| 24 | -Y | Forze statiche | -111,0 | 1,74 | 0,75 | No | 1,37 | 0,50 | No |

| N. | Dir. sisma | Carico sismico | Ecc. [cm] | α SLC | α SLV | α SLD | α SLO |
|----|------------|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | +X | Uniforme | 0,0 | 1,024 | 0,947 | 0,929 | 0,763 |
| 2 | +X | Forze statiche | 0,0 | 0,851 | 0,775 | 0,680 | 0,559 |
| 3 | -X | Uniforme | 0,0 | 1,136 | 1,048 | 0,766 | 0,629 |
| 4 | -X | Forze statiche | 0,0 | 0,985 | 0,868 | 0,587 | 0,482 |
| 5 | +Y | Uniforme | 0,0 | 1,030 | 0,942 | 0,657 | 0,539 |
| 6 | +Y | Forze statiche | 0,0 | 0,758 | 0,687 | 0,543 | 0,446 |
| 7 | -Y | Uniforme | 0,0 | 0,814 | 0,750 | 0,579 | 0,475 |
| 8 | -Y | Forze statiche | 0,0 | 0,916 | 0,829 | 0,462 | 0,379 |
| 9 | +X | Uniforme | 65,1 | 1,017 | 0,942 | 0,929 | 0,763 |
| 10 | +X | Uniforme | -65,1 | 1,074 | 0,994 | 0,912 | 0,749 |
| 11 | +X | Forze statiche | 65,1 | 0,841 | 0,767 | 0,686 | 0,563 |
| 12 | +X | Forze statiche | -65,1 | 0,872 | 0,795 | 0,670 | 0,550 |
| 13 | -X | Uniforme | 65,1 | 1,067 | 0,985 | 0,766 | 0,629 |
| 14 | -X | Uniforme | -65,1 | 1,165 | 1,073 | 0,752 | 0,618 |
| 15 | -X | Forze statiche | 65,1 | 0,918 | 0,808 | 0,547 | 0,449 |
| 16 | -X | Forze statiche | -65,1 | 0,908 | 0,800 | 0,542 | 0,445 |
| 17 | +Y | Uniforme | 111,0 | 0,938 | 0,857 | 0,651 | 0,535 |
| 18 | +Y | Uniforme | -111,0 | 1,070 | 0,964 | 0,653 | 0,536 |
| 19 | +Y | Forze statiche | 111,0 | 0,757 | 0,686 | 0,508 | 0,417 |
| 20 | +Y | Forze statiche | -111,0 | 0,815 | 0,739 | 0,504 | 0,413 |

| N. | Dir. sisma | Carico sismico | Ecc. [cm] | α SLC | α SLV | α SLD | α SLO |
|----|------------|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 21 | -Y | Uniforme | 111,0 | 0,880 | 0,807 | 0,533 | 0,437 |
| 22 | -Y | Uniforme | -111,0 | 0,753 | 0,697 | 0,582 | 0,478 |
| 23 | -Y | Forze statiche | 111,0 | 0,907 | 0,804 | 0,445 | 0,365 |
| 24 | -Y | Forze statiche | -111,0 | 0,875 | 0,798 | 0,464 | 0,381 |

Dalla tabella riassuntiva dei risultati sopra riportata si desume che le verifiche risultano non soddisfatte, le analisi più significative sono la n°. 22 e la n°. 11 , rispettivamente per le direzioni Y ed X .La scelta di tali analisi come analisi “significative” è fatta in base alla ricerca del minore valore del parametro di vulnerabilità sismica.

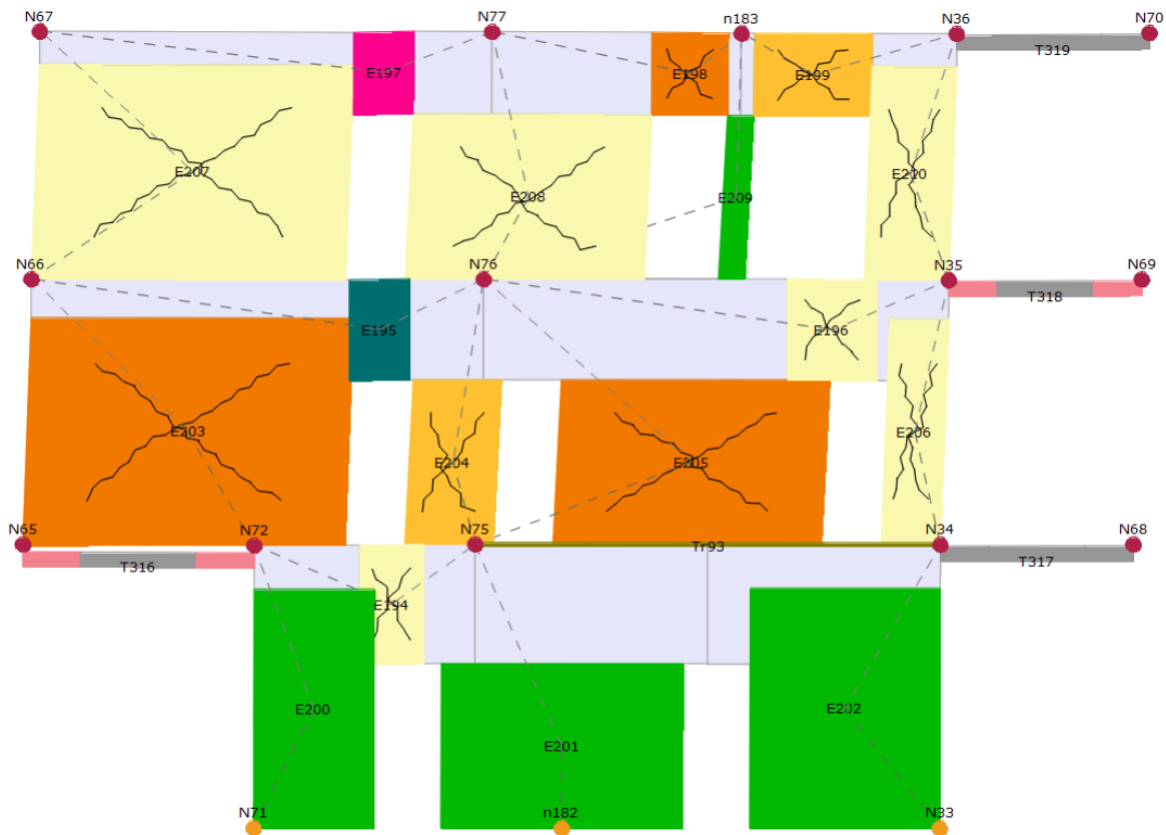
L'immagine che segue illustra le curve di push-over di tutte le analisi svolte.



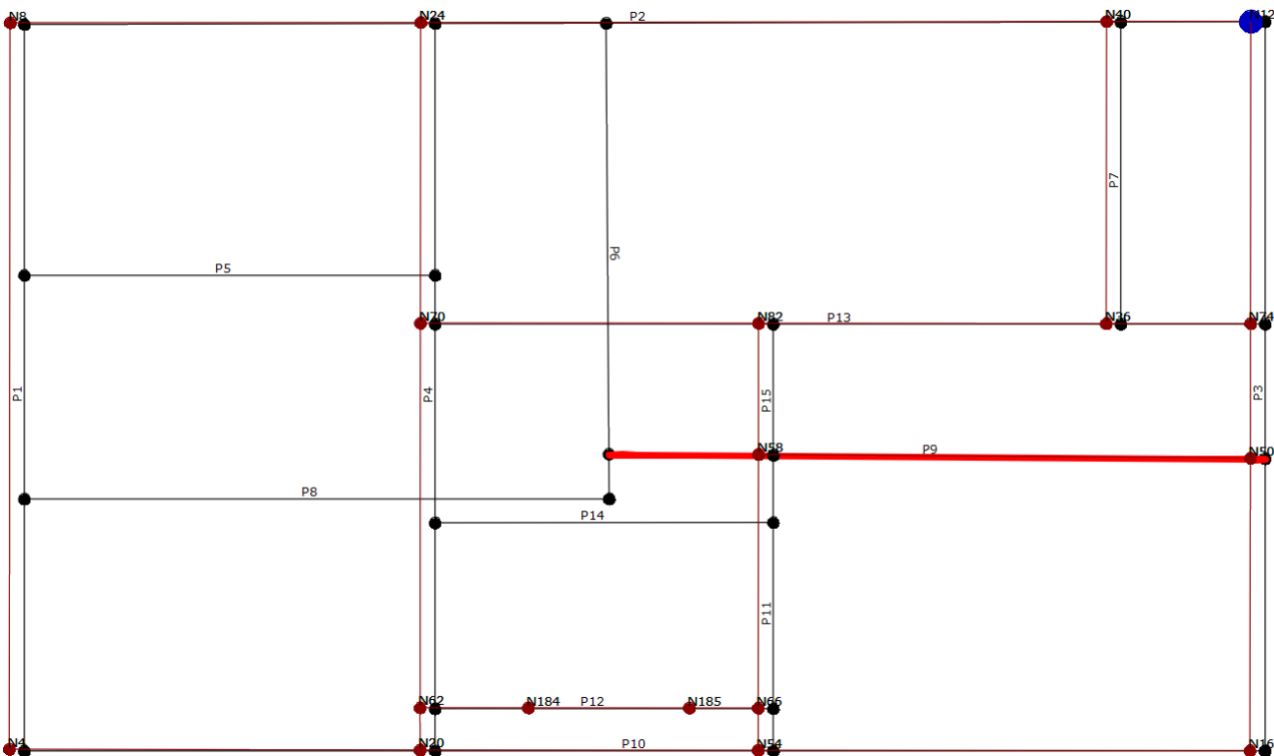
Si riportano di seguito i dettagli delle analisi più significative sopra citate.

Analisi n.11 direzione X

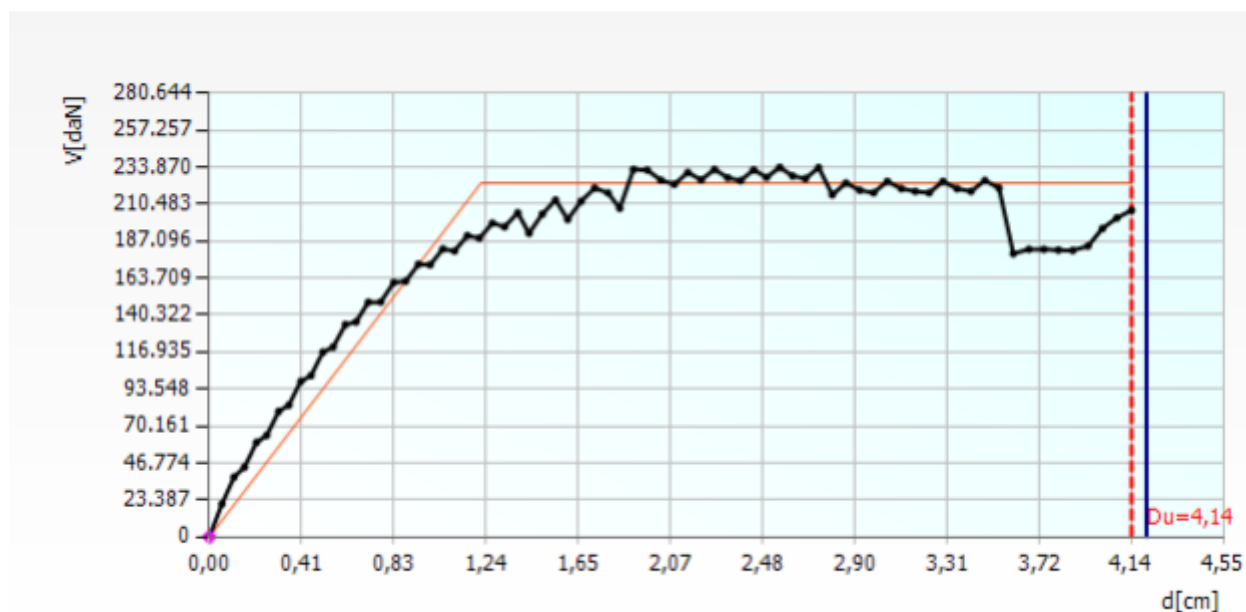
Parete 13



Deformata Pianta



Curva di push-over



TRc

TR=cost

| | TR C | TR D | α TR | PGA [m/s ²] | D PGA C (TR) [m/s ²] | F0 (TR) | T* C (TR) | α PGA (TR) | PGA [m/s ²] | C α PGA |
|-----|------|------|-------------|----------------------------|-------------------------------------|---------|-----------|-------------------|----------------------------|----------------|
| SLC | 959 | 1950 | 0,4918 | 2,4525 | 2,0042 | 2,55 | 0,30 | 0,8172 | 2,0631 | 0,8412 |
| SLV | 373 | 949 | 0,3930 | 1,9973 | 1,4823 | 2,52 | 0,29 | 0,7421 | 1,5321 | 0,7671 |
| SLD | 41 | 101 | 0,4059 | 0,9359 | 0,6484 | 2,48 | 0,26 | 0,6929 | 0,6419 | 0,6859 |
| SLO | 15 | 60 | 0,2500 | 0,7603 | 0,4264 | 2,49 | 0,25 | 0,5609 | 0,4281 | 0,5631 |

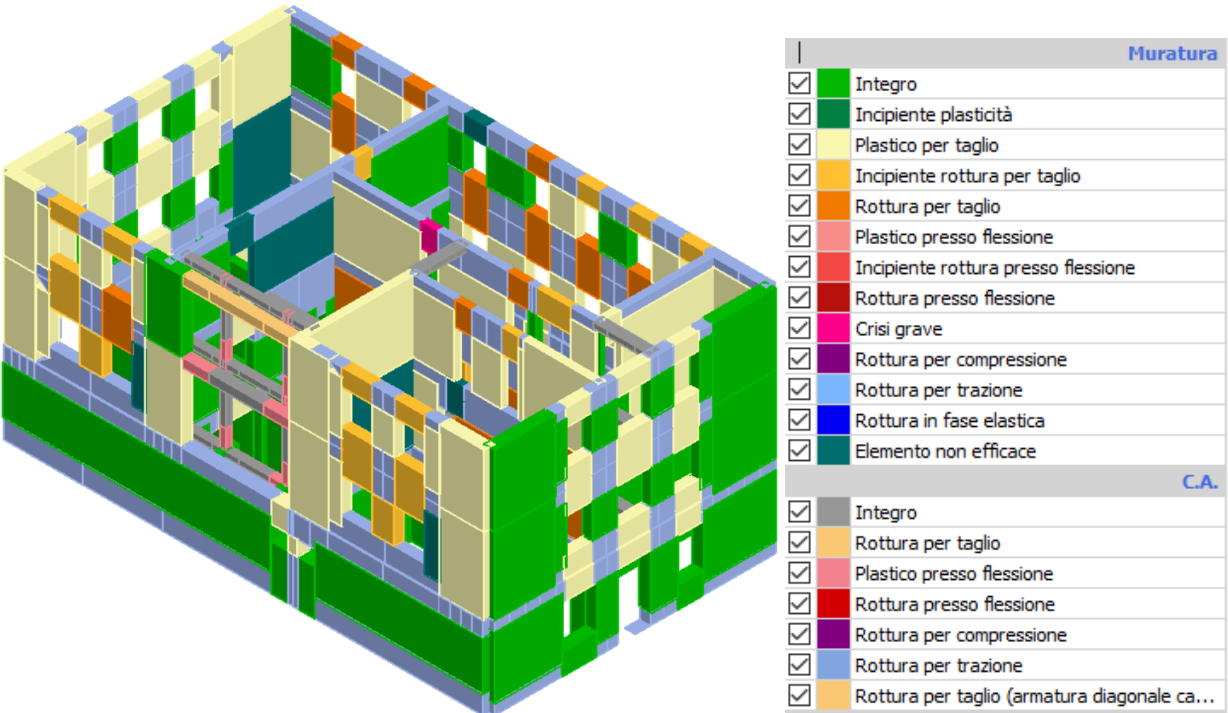
I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido. Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

TRc

TR=cost

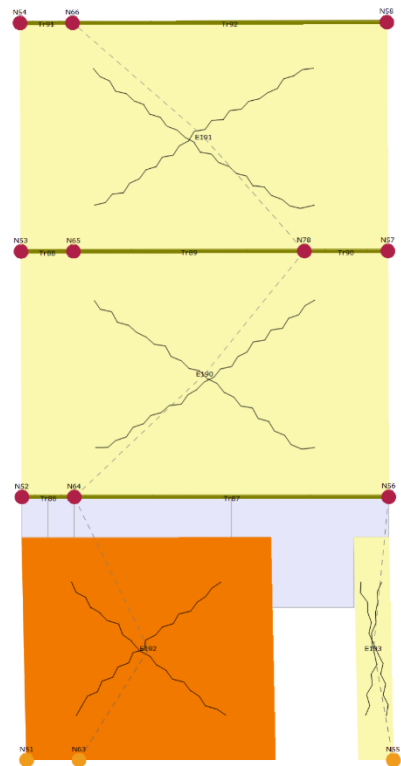
| | TR C | TR D | α TR | PGA [m/s ²] | D PGA C (TR) [m/s ²] | F0 (TR) | T* C (TR) | α PGA (TR) | PGA [m/s ²] | C α PGA |
|-----|------|------|-------------|----------------------------|-------------------------------------|---------|-----------|-------------------|----------------------------|----------------|
| SLC | 959 | 1950 | 0,4918 | 3,2201 | 2,7806 | 2,55 | 0,30 | 0,8635 | 2,7089 | 0,8412 |
| SLV | 373 | 949 | 0,3930 | 2,7733 | 2,1812 | 2,52 | 0,29 | 0,7865 | 2,1273 | 0,7671 |
| SLD | 41 | 101 | 0,4059 | 1,4038 | 0,9727 | 2,48 | 0,26 | 0,6929 | 0,9628 | 0,6859 |
| SLO | 15 | 60 | 0,2500 | 1,1404 | 0,6396 | 2,49 | 0,25 | 0,5609 | 0,6422 | 0,5631 |

L'immagine che segue illustra il modello complessivo colorato mediante mappa di colore, ad indicare la tipologia ed il grado di rottura dei singoli elementi.

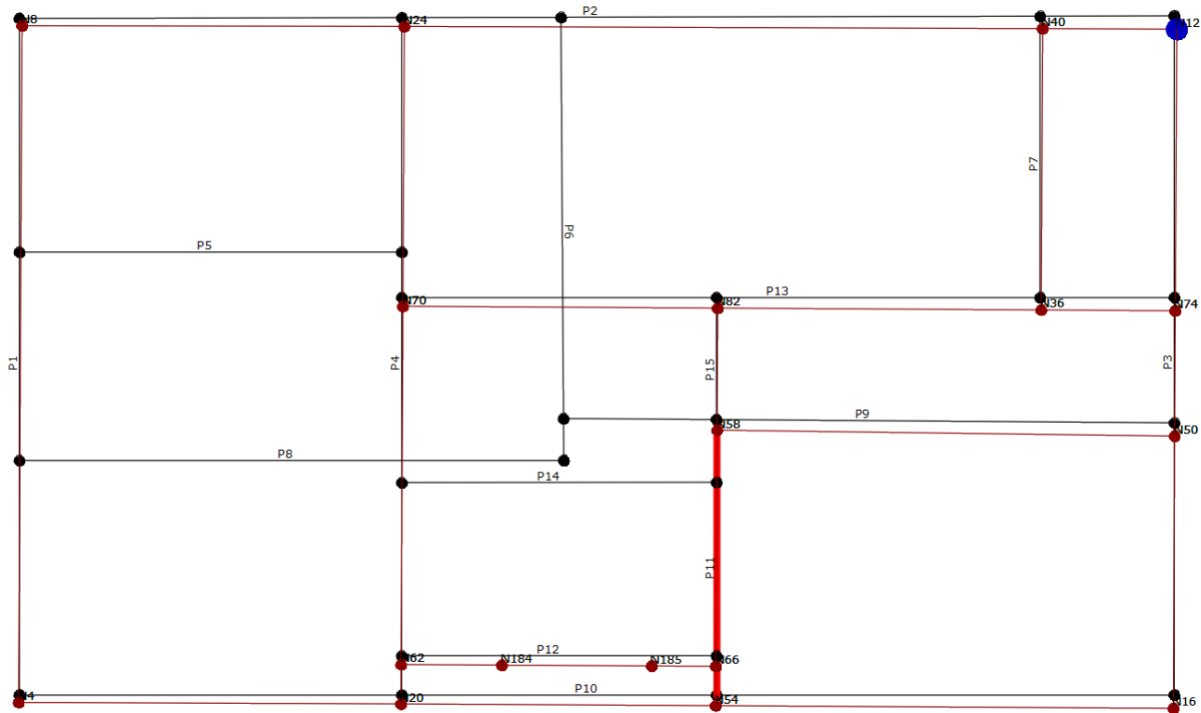


Analisi n.22 direzione Y

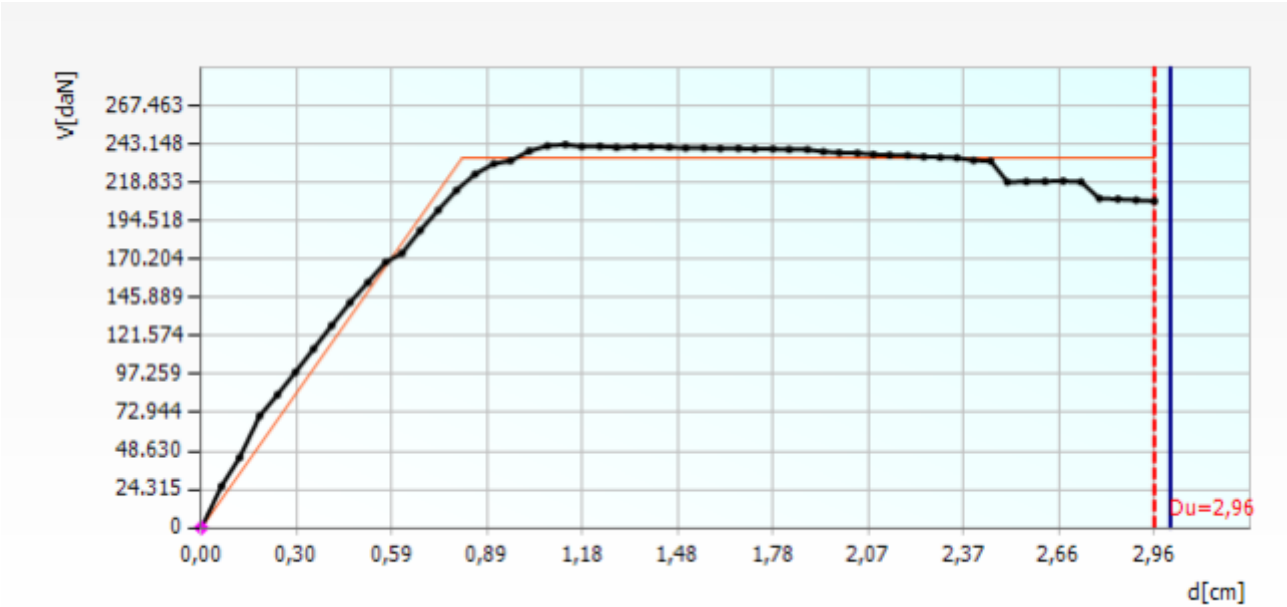
Parete 11



Deformata Pianta



Curva Pushover

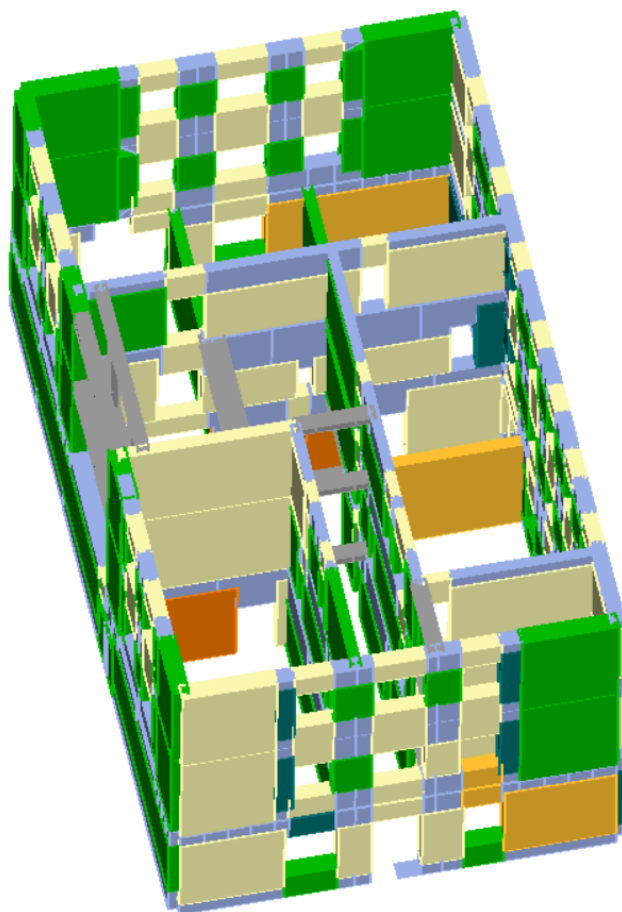


| | TRc | | | | | | | TR=cost | | |
|-----|------|------|-------------|---------------------------|--------------------------------|---------|-----------|-------------------|---------------------------|--------------|
| | TR C | TR D | α TR | PGA D [m/s ²] | PGA C (TR) [m/s ²] | F0 (TR) | T* C (TR) | α PGA (TR) | PGA C [m/s ²] | α PGA |
| SLC | 659 | 1950 | 0,3379 | 2,4525 | 1,7815 | 2,54 | 0,29 | 0,7264 | 1,8473 | 0,7532 |
| SLV | 281 | 949 | 0,2961 | 1,9973 | 1,3479 | 2,50 | 0,28 | 0,6749 | 1,3926 | 0,6972 |
| SLD | 27 | 101 | 0,2673 | 0,9359 | 0,5427 | 2,49 | 0,25 | 0,5799 | 0,5449 | 0,5822 |
| SLO | < 10 | 60 | < 0,1667 | 0,7603 | 0,3647 | 2,49 | 0,25 | 0,4797 | 0,3634 | 0,4780 |

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido. Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

| | TRc | | | | | | | TR=cost | | |
|-----|------|------|-------------|---------------------------|--------------------------------|---------|-----------|-------------------|---------------------------|--------------|
| | TR C | TR D | α TR | PGA D [m/s ²] | PGA C (TR) [m/s ²] | F0 (TR) | T* C (TR) | α PGA (TR) | PGA C [m/s ²] | α PGA |
| SLC | 659 | 1950 | 0,3379 | 3,2201 | 2,5355 | 2,54 | 0,29 | 0,7874 | 2,4255 | 0,7532 |
| SLV | 281 | 949 | 0,2961 | 2,7733 | 2,0136 | 2,50 | 0,28 | 0,7261 | 1,9337 | 0,6972 |
| SLD | 27 | 101 | 0,2673 | 1,4038 | 0,8140 | 2,49 | 0,25 | 0,5799 | 0,8173 | 0,5822 |
| SLO | < 10 | 60 | < 0,1667 | 1,1404 | 0,5470 | 2,49 | 0,25 | 0,4797 | 0,5452 | 0,4780 |

L'immagine che segue illustra il modello complessivo colorato mediante mappa di colore, ad indicare la tipologia ed il grado di rottura dei singoli elementi.



| | Muratura |
|-------------------------------------|--|
| <input checked="" type="checkbox"/> | Integro |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Incipiente plasticità |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Incipiente rottura per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Incipiente rottura presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Crisi grave |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per compressione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per trazione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura in fase elastica |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Elemento non efficace |
| | C.A. |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Integro |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per compressione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per trazione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per taglio (armatura diagonale ca... |

2.4.2. Meccanismi locali di collasso

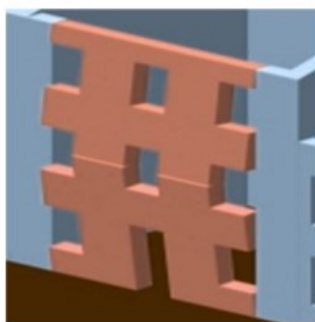
Dai rilievi geometrico-strutturali effettuati, emerge che i solai sono in latero-cemento, rasati, di altezza pari a 22 cm, con travetti di base 14 cm, posti secondo un interasse di 50 cm. I cordoli di piano presenti non sono armati e si ritiene che non possano quindi considerarsi un efficace ritegno al cinematismo di ribaltamento delle pareti portante in muratura. Dalla valutazione della sicurezza dell'edificio è emerso che il minor indice di vulnerabilità del fabbricato è pari a 0.18 e riguarda il ribaltamento semplice di una porzione della parete est del fabbricato.

Per risolvere queste vulnerabilità locali, si interviene mediante l'inserimento di catene metalliche in corrispondenza del 1° e 2° orizzontamento della struttura, le quali consentono di inibire il ribaltamento cielo-terra delle pareti.

Gli unici cinematismi ancora attivabili sono dunque i meccanismi di flessione verticale, che possono essere qualitativamente descritti dalle due immagini che seguono. Gli schemi che seguono andranno dunque ad indagare questa tipologia di meccanismi, evidenziando l'indice di vulnerabilità associato ad ognuno di essi.

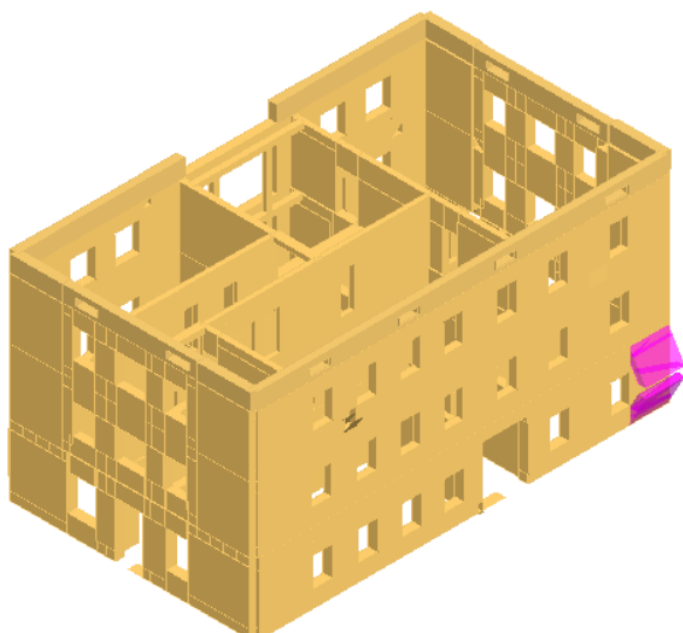


Flessione verticale
singola



Flessione verticale
multipla

Cinematismo: 1



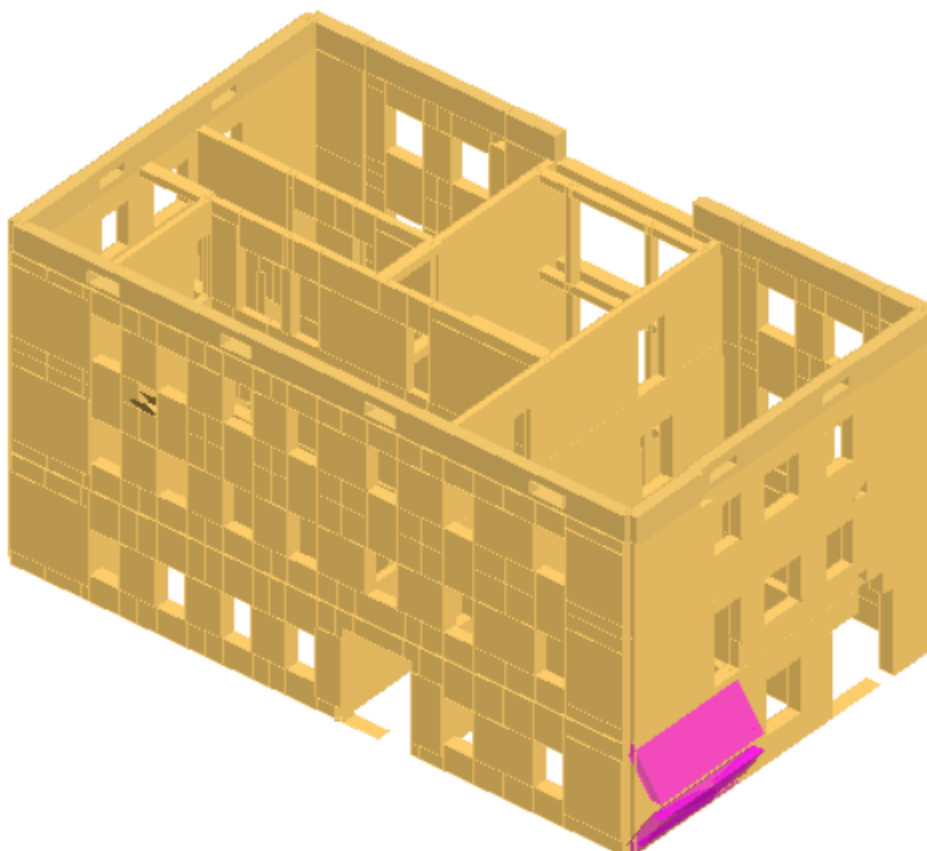
| Blocco | Xg [cm] | Yg [cm] | Zg [cm] | Peso[daN] | Parete |
|--------|---------|---------|---------|-----------|--------|
| 1 | 106 | 0 | 95 | -4.229 | 2 |
| 2 | 106 | 0 | 285 | -4.228 | 2 |

| Tipo vincolo | Quota [cm] | Parete | Angolo [°] |
|------------------|------------|--------|------------|
| Cerniera esterna | 0 | 2 | 0 |
| Cerniera interna | 190 | 2 | - |
| Appoggio esterno | 380 | 2 | - |

| Carico Lineare | xi [cm] | xj [cm] | Y [cm] | Z [cm] | qz[daN] |
|----------------|---------|---------|--------|--------|----------|
| 1 | 0 | 210 | 0 | 380 | 2.350,00 |

| | |
|--|--------|
| Moltiplicatore attivazione (a0) | 0,263 |
| az,SLV [m/s2] | 6,6678 |
| az(0) (SLV) [m/s2] | 2,7733 |
| Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV) | 2,40 |
| Verifica superata | Sì |

Cinematismo: 2



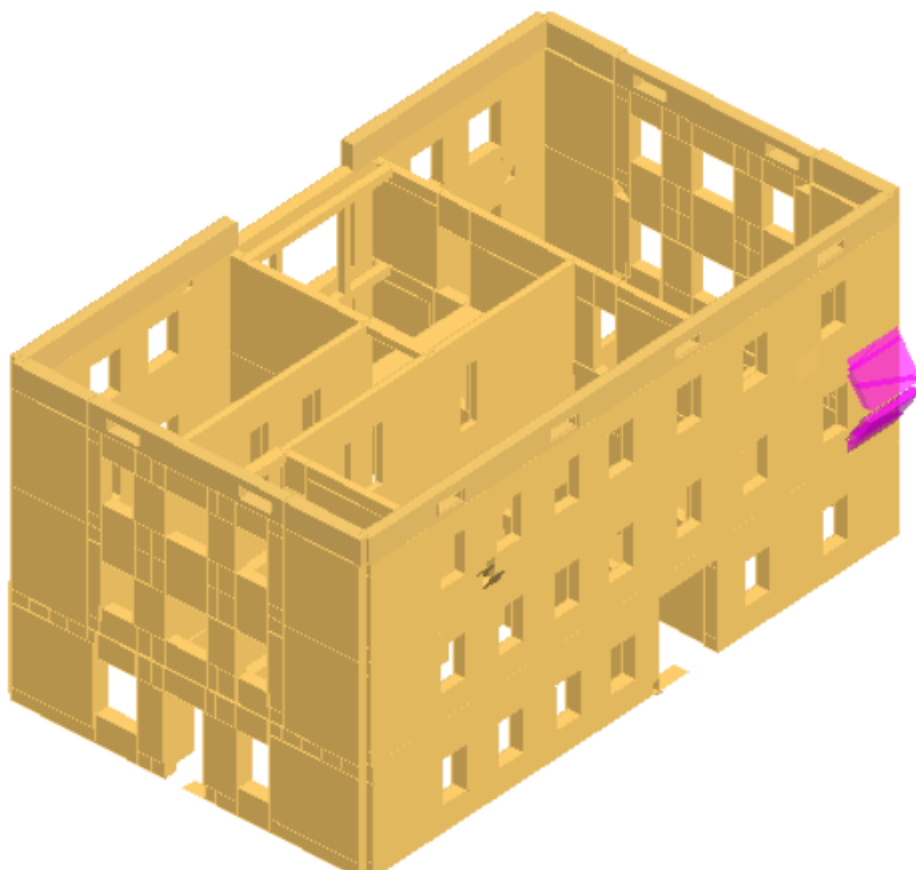
| Blocco | Xg [cm] | Yg [cm] | Zg [cm] | Peso[daN] | Parete |
|--------|---------|---------|---------|-----------|--------|
| 3 | 1.083 | 0 | 98 | -8.449 | 1 |
| 4 | 1.074 | 0 | 285 | -8.938 | 1 |

| Tipo vincolo | Quota [cm] | Parete | Angolo [°] |
|------------------|------------|--------|------------|
| Cerniera esterna | 0 | 1 | 0 |
| Cerniera interna | 190 | 1 | - |
| Appoggio esterno | 380 | 1 | - |

| Carico Lineare | xi [cm] | xj [cm] | Y [cm] | Z [cm] | qz[daN] |
|----------------|---------|---------|--------|--------|---------|
| 1 | 0 | 440 | -53 | 380 | 581,00 |

| | |
|--|--------|
| Moltiplicatore attivazione (a0) | 0,411 |
| az,SLV [m/s ²] | 7,1001 |
| az(0) (SLV) [m/s ²] | 2,7733 |
| Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV) | 2,56 |
| Verifica superata | Sì |

Cinematismo 3



| Blocco | Xg [cm] | Yg [cm] | Zg [cm] | Peso[daN] | Parete |
|--------|---------|---------|---------|-----------|--------|
| 5 | 106 | 0 | 469 | -2.708 | 2 |
| 6 | 106 | 0 | 646 | -2.707 | 2 |

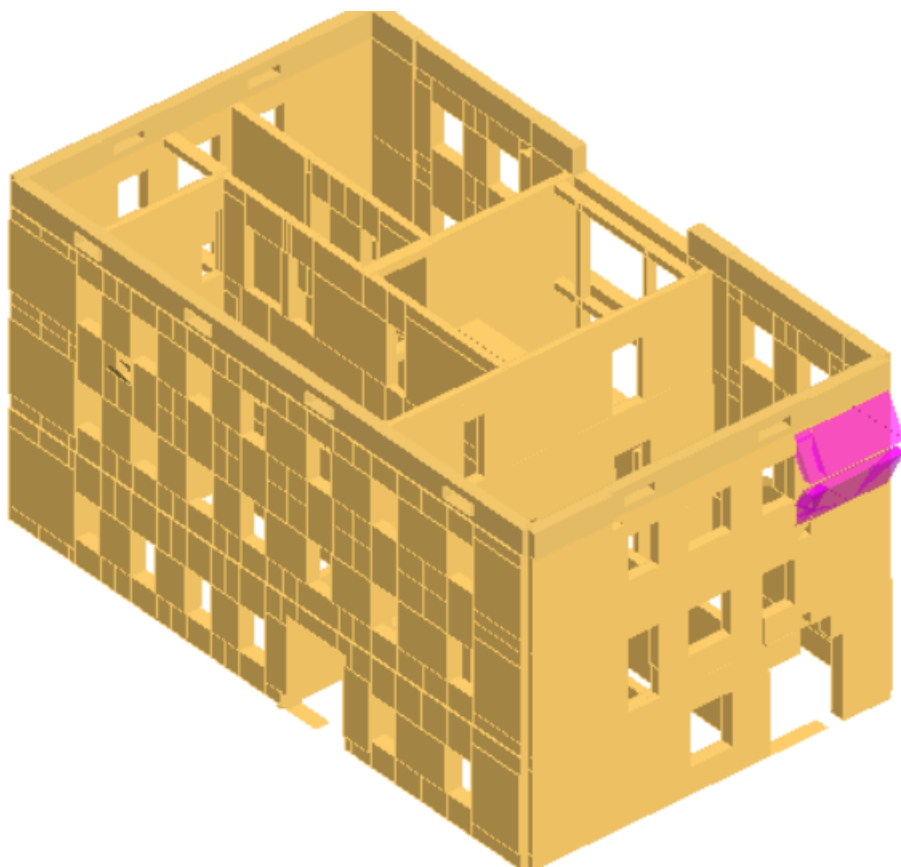
| Tipo vincolo | Quota [cm] | Parete | Angolo [°] |
|------------------|------------|--------|------------|
| Cerniera esterna | 380 | 2 | 0 |
| Cerniera interna | 558 | 2 | - |
| Appoggio esterno | 735 | 2 | - |

| Carico Lineare | xi [cm] | xj [cm] | Y [cm] | Z [cm] | qz[daN] |
|----------------|---------|---------|--------|--------|---------|
| 1 | 0 | 210 | 0 | 735 | 581,00 |

| | |
|---------------------------------|--------|
| Moltiplicatore attivazione (a0) | 0,311 |
| az,SLV [m/s2] | 5,8209 |
| az(z) (SLV) [m/s2] | 4,7280 |

| | |
|--|------|
| Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV) | 1,23 |
| Verifica superata | Sì |

Cinematismo 4



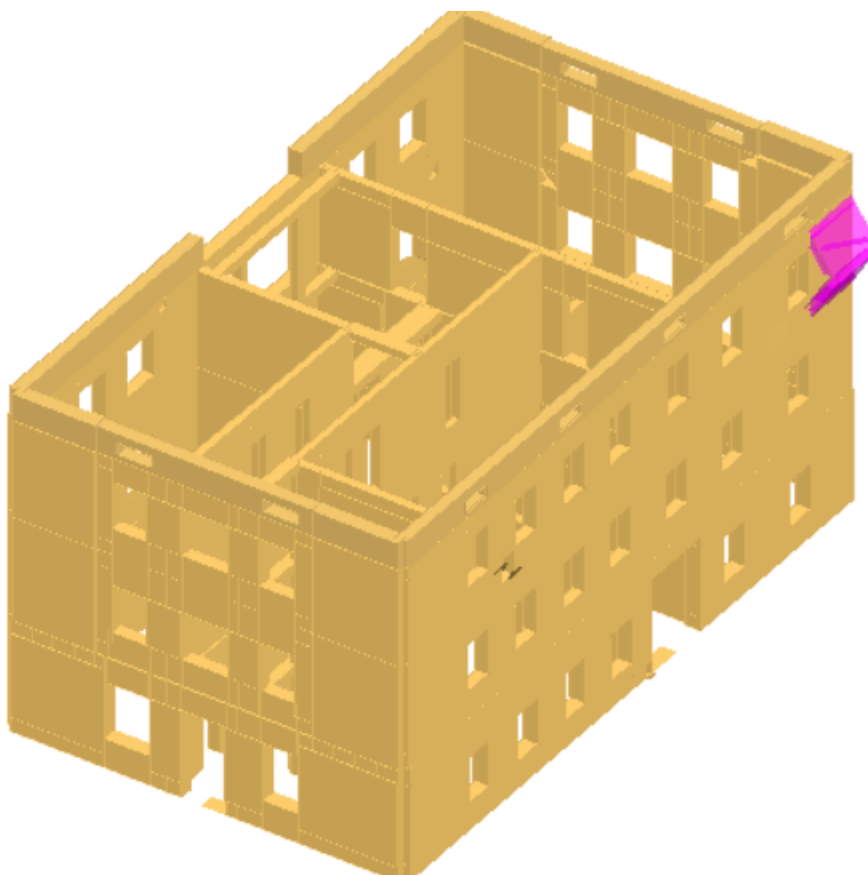
| Blocco | Xg [cm] | Yg [cm] | Zg [cm] | Peso[daN] | Parete |
|--------|---------|---------|---------|-----------|--------|
| 7 | 164 | 0 | 818 | -5.098 | 1 |
| 8 | 164 | 0 | 983 | -5.099 | 1 |

| Tipo vincolo | Quota [cm] | Parete | Angolo [°] |
|------------------|------------|--------|------------|
| Cerniera esterna | 735 | 1 | 0 |
| Cerniera interna | 900 | 1 | - |
| Appoggio esterno | 1.065 | 1 | - |

| Carico Lineare | xi [cm] | xj [cm] | Y [cm] | Z [cm] | qz[daN] |
|----------------|---------|---------|--------|--------|----------|
| 1 | 0 | 340 | -53 | 1.065 | 2.470,00 |

| | |
|--|--------|
| Moltiplicatore attivazione (a0) | 0,245 |
| az,SLV [m/s2] | 6,5934 |
| az(z) (SLV) [m/s2] | 7,7285 |
| Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV) | 0,85 |
| Verifica superata | No |

Cinematismo 5



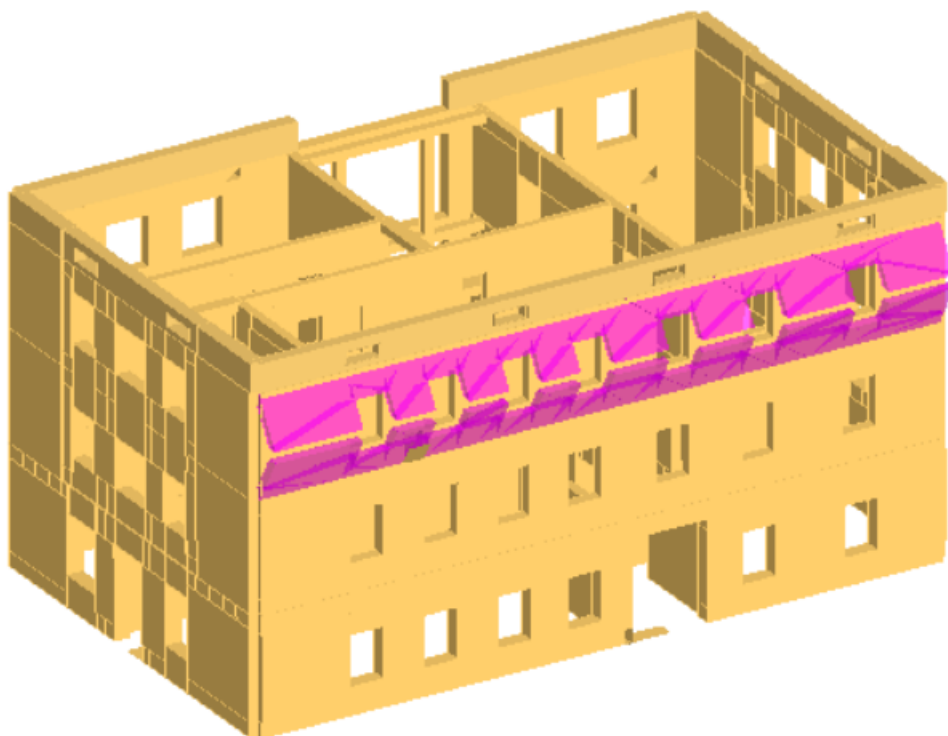
| Blocco | Xg [cm] | Yg [cm] | Zg [cm] | Peso[daN] | Parete |
|--------|---------|---------|---------|-----------|--------|
| 9 | 107 | 0 | 817 | -2.544 | 2 |
| 10 | 107 | 0 | 983 | -2.544 | 2 |

| Tipo vincolo | Quota [cm] | Parete | Angolo [°] |
|------------------|------------|--------|------------|
| Cerniera esterna | 735 | 2 | 0 |
| Cerniera interna | 900 | 2 | - |
| Appoggio esterno | 1.065 | 2 | - |

| Carico Lineare | xi [cm] | xj [cm] | Y [cm] | Z [cm] | qz[daN] |
|----------------|---------|---------|--------|--------|---------|
| 1 | 0 | 210 | 0 | 1.065 | 356,00 |

| | |
|--|--------|
| Moltiplicatore attivazione (a0) | 0,387 |
| az,SLV [m/s2] | 7,2177 |
| az(z) (SLV) [m/s2] | 7,7285 |
| Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV) | 0,93 |
| Verifica superata | No |

Cinematismo 6



| Blocco | Xg [cm] | Yg [cm] | Zg [cm] | Peso[daN] | Parete |
|--------|---------|---------|---------|-----------|--------|
| 11 | 1.109 | 0 | 809 | -22.223 | 2 |
| 12 | 1.108 | 0 | 991 | -21.661 | 2 |

| Tipo vincolo | Quota [cm] | Parete | Angolo [°] |
|------------------|------------|--------|------------|
| Cerniera esterna | 735 | 2 | 0 |
| Cerniera interna | 900 | 2 | - |
| Appoggio esterno | 1.065 | 2 | - |

| Carico Lineare | xi [cm] | xj [cm] | Y [cm] | Z [cm] | qz[daN] |
|----------------|---------|---------|--------|--------|----------|
| 1 | 0 | 700 | 0 | 1.065 | 356,00 |
| 2 | 0 | 1.470 | 0 | 1.065 | 1.835,00 |

| | |
|--|--------|
| Moltiplicatore attivazione (a0) | 0,304 |
| az,SLV [m/s2] | 8,6355 |
| az(z) (SLV) [m/s2] | 7,7285 |
| Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV) | 1,12 |
| Verifica superata | Sì |

3. SINTESI DEI RISULTATI: INDICE DI VULNERABILITA' SISMICA COMPLESSIVO

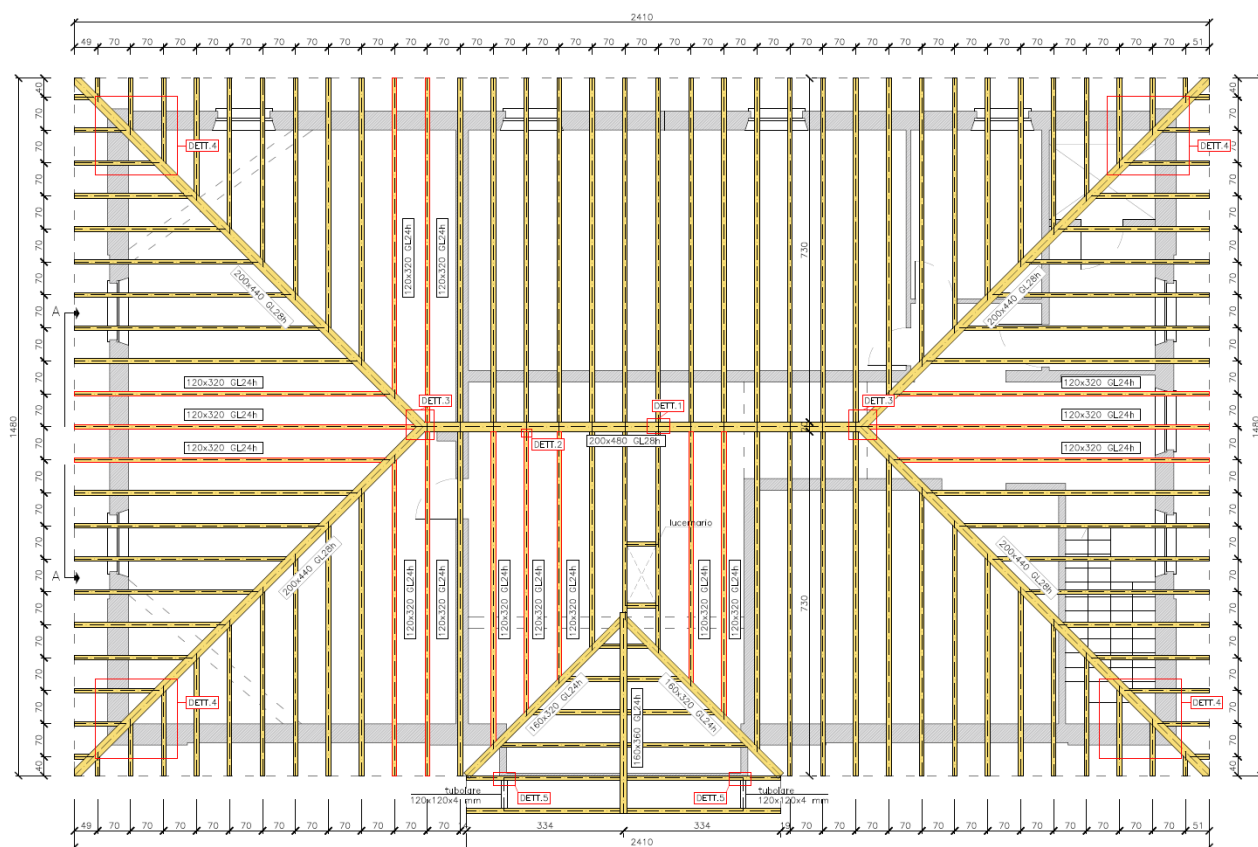
A seguito delle analisi sismiche eseguite sul fabbricato (analisi globale di push-over e analisi dei meccanismi locali), si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei principali risultati ottenuti, riferita al tipo di meccanismo che governa il collasso.

| Indice di vulnerabilità ζ | PGA C [m/s ²] | PGA D [m/s ²] | Tipo di analisi | Tipo di crisi | Stato limite |
|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|---|--------------|
| 0.852 | 1.70 | 1.9944 | Locale | Meccanismo locale con flessione verticale (cinematismo n.4) | SLV |
| 0.767 | 1.5321 | 1.9973 | Globale direzione X (analisi n.11) | Comportamento globale in direzione X | SLV |
| 0.697 | 1.3926 | 1.9973 | Globale direzione Y (analisi n.22) | Comportamento globale in direzione Y | SLV |

L'indice di vulnerabilità minore è pari a **0.697** e riguarda il comportamento globale in direzione Y (analisi di push-over n.22).

4. VERIFICA DELLA COPERTURA

La copertura esistente in travetti prefabbricati Varese e tavelloni verrà sostituita da una nuova copertura in legno lamellare, che verrà realizzata mantenendo inalterato lo schema statico complessivo della struttura di copertura. La nuova copertura sarà più leggera dell'esistente, con il fine di diminuire la massa in sommità al fabbricato e ottenere un beneficio dal punto di vista sismico. Contestualmente al rifacimento della copertura, verrà realizzato un cordolo sommitale in c.a., ad oggi assente, con il fine di perseguire un comportamento maggiormente scatolare delle strutture in muratura sottostanti. L'immagine che segue è tratta dai disegni esecutivi allegati e illustra la geometria della nuova copertura.

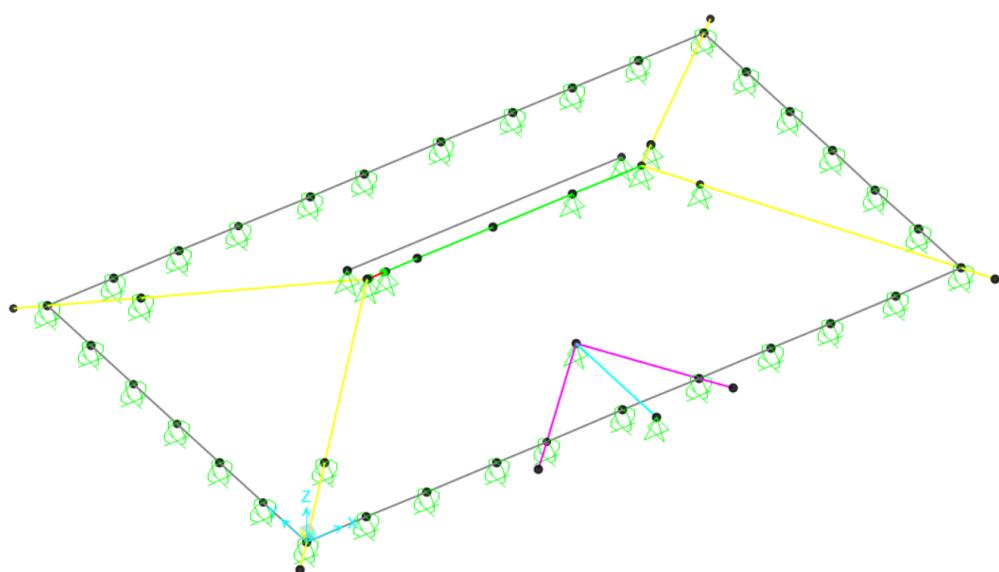


La copertura è a quattro falde ed è a pianta rettangolare di dimensioni 14.80x24.10 m. Tutti gli elementi portanti sono in legno lamellare, in classe di resistenza GL28h per colmi e diagonali principali e in classe GL24h per arcarecci e colmi e diagonali secondari. Le sezioni sono tutte rettangolari, di dimensioni:

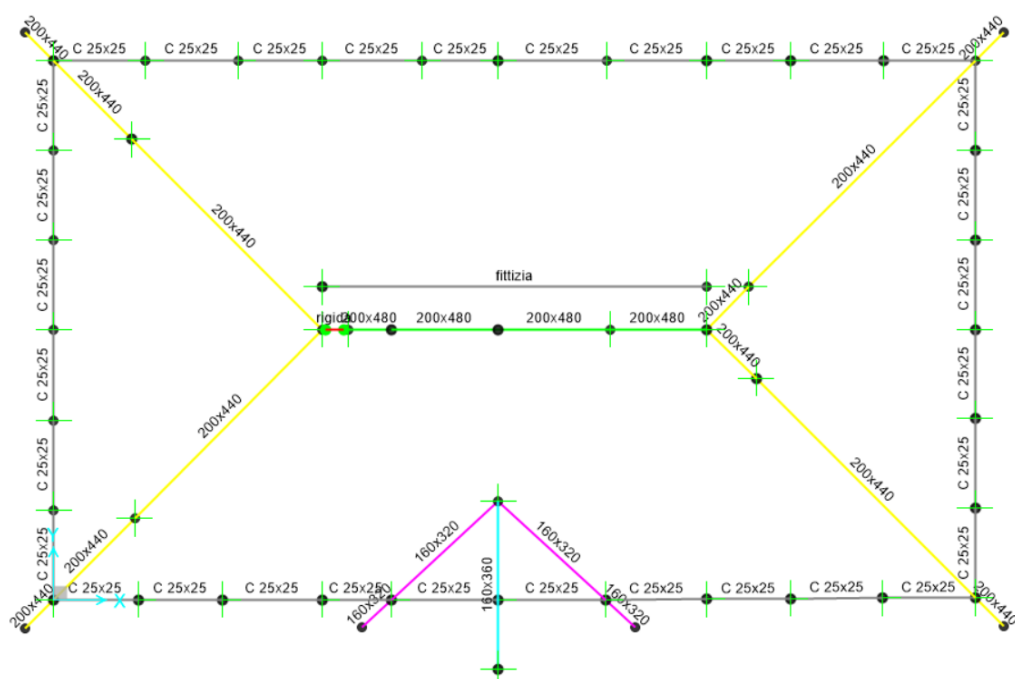
- Colmo principale: 20x48 cm;
- Diagonali principali: 20x44 cm;
- Arcarecci: 10x28 cm;
- Arcarecci lunghi: 12x32 cm;
- Colmo secondario: 16x36 cm;

- Diagonali secondari: 16x32 cm.

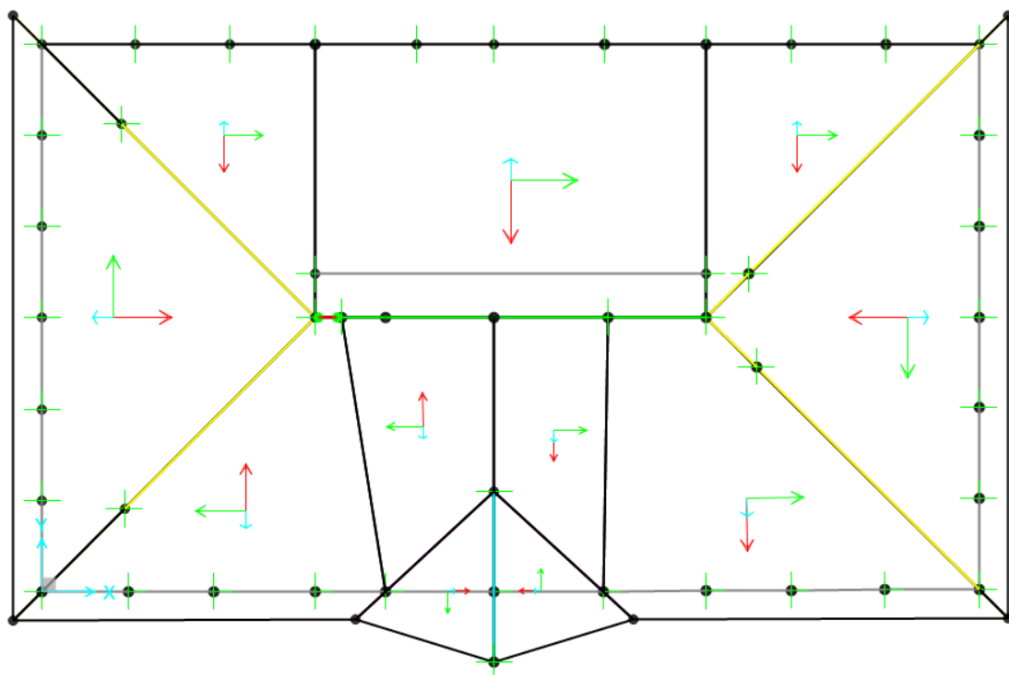
La modellazione del tetto è stata svolta mediante l'implementazione di un apposito modello FEM, in cui sono simulati gli elementi principali del tetto tramite elementi lineari. I singoli arcarecci non sono stati modellati, e sono stati verificati e calcolati a parte. Il carico permanente strutturale G1 inserito nel modello è stato portato da 25 daN/mq a 60 daN/mq, per tenere in considerazione il peso degli arcarecci non direttamente modellati. Le aste sono svincolate alle estremità. Per tenere in considerazione il fatto che nella falda ovest è presente un muro portante su cui scaricano direttamente gli arcarecci, nel modello di calcolo è stata inserita una trave fittizia destinata a supportare la quota parte di carico che compete alla muratura, per la sua area di influenza. Le immagini che seguono illustrano il modello di calcolo FEM adottato.



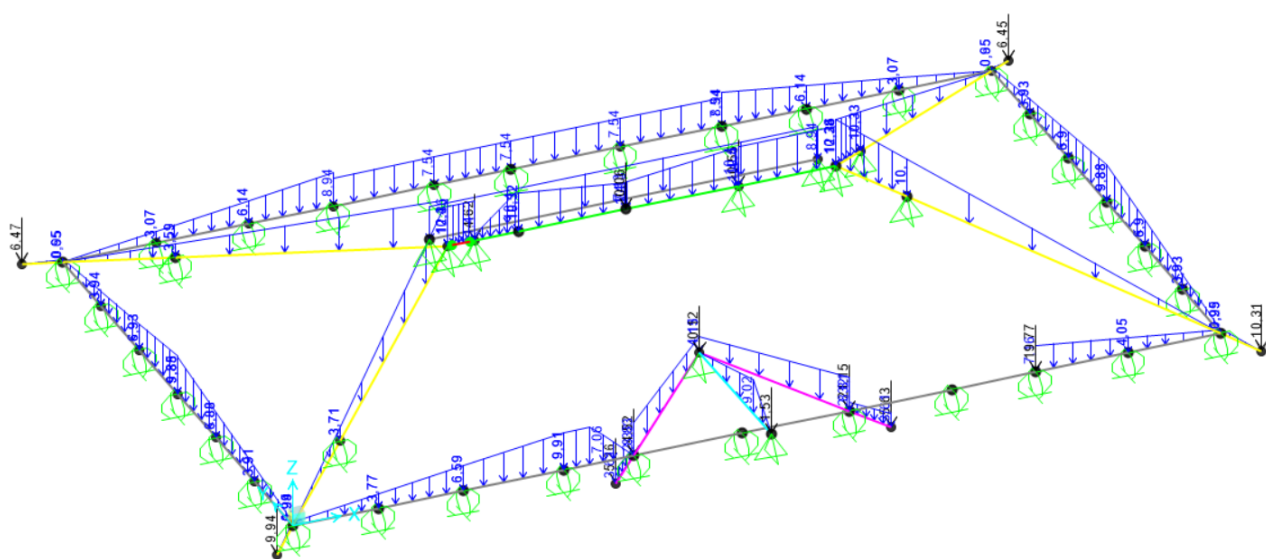
Modello FEM



Vista in pianta - sezioni



Vista in pianta – aree di carico



Applicazione dei carichi al modello [kN/m] – Carico da neve

La tabella che segue illustra l'analisi dei carichi della copertura.

| | | Spessore [m] | Peso specifico [daN/m ³] | Peso totale [daN/m ²] |
|-----------|--------------------|--------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| G1 | | | | |
| | Copertura in legno | - | - | 25 |
| | | | Totale G1 | 25 |
| G2 | | - | - | |

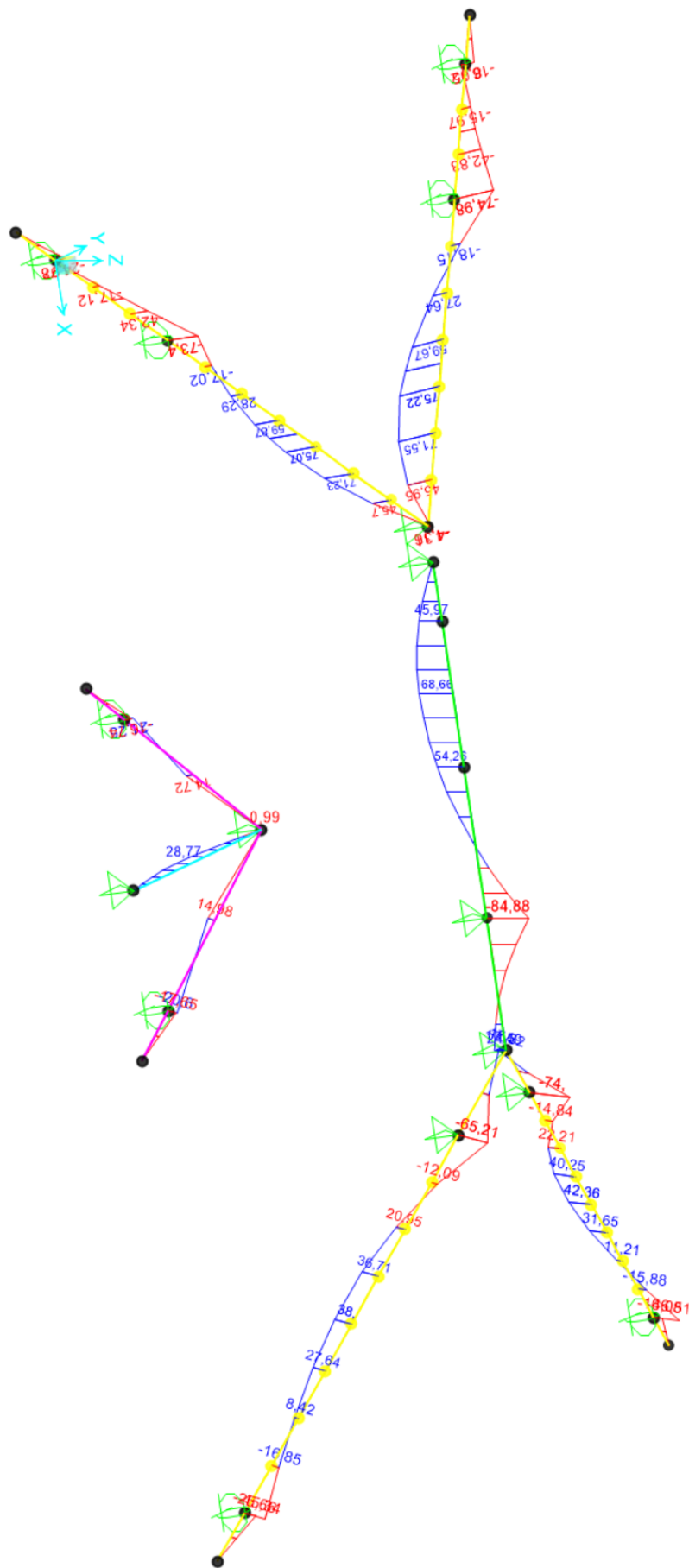
| | | Spessore [m] | Peso specifico [daN/m ³] | Peso totale [daN/m ²] |
|----------|------------------------|--------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| | Guaina | - | - | 5 |
| | Tavolato | 0.05 | 500 daN/mc | 25 |
| | Coibentazione | - | - | 10 |
| | Tegole | - | - | 60 |
| | Fotovoltaico | - | - | 20 |
| | | | Totale G2 | 120 |
| Q | | | | |
| | Carico da neve (Cat.H) | | - | 260 |
| | | | Totale Q | 260 |

Le tabelle che seguono illustrano i casi di carico e le combinazioni di carico adottate nel modello.

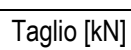
| TABLE: Load Pattern Definitions | | |
|--|------------|------------|
| LoadPat | DesignType | SelfWtMult |
| Text | Text | Unitless |
| DEAD | Dead | 1 |
| G1 | Super Dead | 0 |
| G2 | Super Dead | 0 |
| Q - neve | Snow | 0 |

| TABLE: Combination Definitions | | | | |
|---------------------------------------|------------|---------------|----------|-------------|
| ComboName | ComboType | CaseType | CaseName | ScaleFactor |
| Text | Text | Text | Text | Unitless |
| SLU | Linear Add | Linear Static | DEAD | 1.3 |
| SLU | | Linear Static | G1 | 1.3 |
| SLU | | Linear Static | G2 | 1.5 |
| SLU | | Linear Static | Q - neve | 1.5 |

Le immagini che seguono illustrano i diagrammi delle sollecitazioni sui principali elementi.



Momento flettente [kNm]



Gli schemi che seguono illustrano le verifiche svolte sui principali elementi strutturali, agli SLU e agli SLE. Si sottolinea che per determinare le sollecitazioni sugli arcarecci, non modellati nel modello FEM, è stato utilizzato uno schema statico di semplice appoggio.

Arcarecci 10x28 cm

| VERIFICA DI RESISTENZA | | | |
|------------------------|-------------|---------------------|--|
| k mod | 0.90 | | Tab. 4.4.IV - durata carico e umidità struttura |
| kh | 1.00 | | |
| γM | 1.45 | | Tab. 4.4.III - coefficiente parziale |
| km | 0.70 | | Par. 4.4.8.1.6 - redistribuzione tensioni e disomogeneità del material |
| fmgk | 28.00 | Mpa | resistenza caratteristica a flessione |
| fmgk | 280.00 | daN/cm ² | |
| fmd | 17.38 | Mpa | resistenza di progetto a flessione |
| fmd | 173.79 | daN/cm ² | |
| b | 20.00 | cm | base sezione |
| h | 48.00 | cm | altezza sezione |
| Wy | 7 680.00 | cm ³ | modulo di resistenza attorno all'asse forte y |
| Med | 85.0 | kNm | momento sollecitante |
| Med | 850 000.00 | daNcm | |
| σ ed | 110.68 | daN/cm ² | tensione massima |
| ρ | 0.64 | VERIFICATO | |

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

| VERIFICA A TAGLIO | | | |
|-------------------|-------------|---------------------|------------------------------------|
| f vk | 3.50 | Mpa | resistenza a taglio caratteristica |
| f vk | 35 | daN/cm ² | |
| f vd | 21.72 | daN/cm ² | resistenza a taglio di progetto |
| kcr | 0.71 | | per legno lamellare |
| T ed | 76.20 | kN | taglio sollecitante |
| τ ed | 16.67 | daN/cm ² | |
| ρ | 0.77 | VERIFICATO | |

CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

| | | |
|-----------------------------------|-------------|---|
| i [m] | 0.7 | interasse |
| L [m] | 5.42 | luce |
| A [cm ²] | 280 | area |
| G mean [daN/cm ^q] | 6500 | modulo di taglio medio |
| E mean [daN/cm ^q] | 115000 | modulo di elasticità medio |
| J [cm ⁴] | 18 293 | momento di inerzia |
| L ⁴ [cm ⁴] | 86297287696 | luce ⁴ |
| L ² [cm ²] | 293764 | luce ² |
| X | 1.2 | fattore di taglio |
| k def | 0.6 | |
| w,c [cm] | 0 | controfreccia |
| p [daN/mc] | 420 | massa volumica media |
| fattore flex | 0.534127868 | $u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_{0mean} I} + \chi \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G_{mean} A}$ |
| fattore taglio | 0.024211319 | |

CALCOLO DELLE FRECCIE

| | | | |
|------------|------|----|--|
| w ist | 1.65 | cm | freccia istantanea (combinazioni RARE) |
| w creep | 0.38 | cm | freccia differita dovuta agli effetti viscosi (combinazioni QUASI PERMANENTI) |
| w2, ist | 0.84 | cm | freccia istantanea dovuta ai carichi variabili (combinazioni FREQUENTI) |
| w fin | 2.03 | cm | freccia finale |
| w net, fin | 2.03 | cm | freccia finale netta |

VERIFICA FRECCIE

freccia istantanea inferiore a L/300 (w ist, lim)

| | | | | |
|--|------|---|--------------------------|----------------|
| w ist | 1.65 | < | w ist, lim = 1.806666667 | VERIFICATO |
| la freccia istantanea è pari a L / 329 | | | | p= 0.91 |

freccia finale inferiore a L/250 (w fin, lim)

| | | | | |
|------------------------------------|------|---|-------------------|----------------|
| w fin | 2.03 | < | w fin, lim = 2.17 | VERIFICATO |
| la freccia finale è pari a L / 267 | | | | p= 0.94 |

Arcarecci 12x32 cm

VERIFICA DI RESISTENZA

| | | | |
|------------------|------------|---------------------|---|
| k mod | 0.80 | | Tab. 4.4.IV - durata carico e umidità struttura |
| kh | 1.00 | | |
| γM | 1.45 | | Tab. 4.4.III - coefficiente parziale |
| km | 0.70 | | Par. 4.4.8.1.6 - ridistribuzione tensioni e disomogeneità del materiale |
| f _{mgk} | 24.00 | Mpa | resistenza caratteristica a flessione |
| f _{mgk} | 240.00 | daN/cm ² | |
| f _{md} | 13.24 | Mpa | resistenza di progetto a flessione |
| f _{md} | 132.41 | daN/cm ² | |
| b | 12.00 | cm | base sezione |
| h | 32.00 | cm | altezza sezione |
| W _y | 2 048.00 | cm ³ | modulo di resistenza attorno all'asse forte y |
| Med | 22.2 | kNm | momento sollecitante |
| Med | 221 600.00 | daNcm | |
| σ ed | 108.20 | daN/cm ² | tensione massima |

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

| | | |
|---|------|------------|
| ρ | 0.82 | VERIFICATO |
|---|------|------------|

VERIFICA A TAGLIO

| | | | |
|-----------------|-------|---------------------|------------------------------------|
| f _{vk} | 3.50 | Mpa | resistenza a taglio caratteristica |
| f _{vk} | 35 | daN/cm ² | |
| f _{vd} | 19.31 | daN/cm ² | resistenza a taglio di progetto |
| k _{cr} | 0.71 | | per legno lamellare |
| T ed | 14.00 | kN | taglio sollecitante |
| τ ed | 7.66 | daN/cm ² | |

| | | |
|---|------|------------|
| ρ | 0.40 | VERIFICATO |
|---|------|------------|

CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

| | | |
|-----------------------------------|-------------|---|
| i [m] | 0.7 | interasse |
| L [m] | 6.48 | luce |
| A [cm ²] | 384 | area |
| G mean [daN/cm ²] | 6500 | modulo di taglio medio |
| E mean [daN/cm ²] | 115000 | modulo di elasticità medio |
| J [cm ⁴] | 32 768 | momento di inerzia |
| L ⁴ [cm ⁴] | 1.76319E+11 | luce ⁴ |
| L ² [cm ²] | 419904 | luce ² |
| X | 1.2 | fattore di taglio |
| k def | 0.6 | |
| w,c [cm] | 0 | controfreccia |
| ρ [daN/mc] | 420 | massa volumica media |
| fattore flex | 0.609243674 | $u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_{0mean} I} + \chi \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G_{mean} A}$ |
| fattore taglio | 0.025234615 | |

CALCOLO DELLE FRECCIE

| | | | |
|------------|------|----|--|
| w ist | 1.90 | cm | freccia istantanea (combinazioni RARE) |
| w creep | 0.45 | cm | freccia differita dovuta agli effetti viscosi (combinazioni QUASI PERMANENTI) |
| w2, ist | 0.98 | cm | freccia istantanea dovuta ai carichi variabili (combinazioni FREQUENTI) |
| w fin | 2.35 | cm | freccia finale |
| w net, fin | 2.35 | cm | freccia finale netta |

VERIFICA FRECCIE

freccia istantanea inferiore a L/300 (w ist, lim)

| | | | | |
|--|------|---|-------------------|-----------------------|
| w ist | 1.90 | < | w ist, lim = 2.16 | VERIFICATO ρ= 0.88 |
| la freccia istantanea è pari a L / 341 | | | | |

freccia finale inferiore a L/250 (w fin, lim)

| | | | | |
|------------------------------------|------|---|-------------------|-----------------------|
| w fin | 2.35 | < | w fin, lim = 2.59 | VERIFICATO ρ= 0.91 |
| la freccia finale è pari a L / 276 | | | | |

Colmo 20x48 cm

VERIFICA DI RESISTENZA

| | | | |
|------------------|------------|---------------------|---|
| k mod | 0.90 | | Tab. 4.4.IV - durata carico e umidità struttura |
| kh | 1.00 | | |
| γM | 1.45 | | Tab. 4.4.III - coefficiente parziale |
| km | 0.70 | | Par. 4.4.8.1.6 - ridistribuzione tensioni e disomogeneità del materiale |
| f _{mgk} | 28.00 | Mpa | resistenza caratteristica a flessione |
| f _{mgk} | 280.00 | daN/cm ² | |
| f _{md} | 17.38 | Mpa | resistenza di progetto a flessione |
| f _{md} | 173.79 | daN/cm ² | |
| b | 20.00 | cm | base sezione |
| h | 48.00 | cm | altezza sezione |
| W _y | 7 680.00 | cm ³ | modulo di resistenza attorno all'asse forte y |
| Med | 85.0 | kNm | momento sollecitante |
| Med | 850 000.00 | daNcm | |
| σ ed | 110.68 | daN/cm ² | tensione massima |

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

| | | |
|----------|-------------|-------------------|
| ρ | 0.64 | VERIFICATO |
|----------|-------------|-------------------|

VERIFICA A TAGLIO

| | | | |
|-----------------|-------|---------------------|------------------------------------|
| f _{vk} | 3.50 | Mpa | resistenza a taglio caratteristica |
| f _{vk} | 35 | daN/cm ² | |
| f _{vd} | 21.72 | daN/cm ² | resistenza a taglio di progetto |
| k _{cr} | 0.71 | | per legno lamellare |
| T ed | 84.00 | kN | taglio sollecitante |
| τ ed | 18.38 | daN/cm ² | |

| | | |
|----------|-------------|-------------------|
| ρ | 0.85 | VERIFICATO |
|----------|-------------|-------------------|

CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

| | | |
|-----------------------------------|-------------|---|
| i [m] | 4 | interasse |
| L [m] | 6.32 | luce |
| A [cm ²] | 960 | area |
| G mean [daN/cm ²] | 6500 | modulo di taglio medio |
| E mean [daN/cm ²] | 126000 | modulo di elasticità medio |
| J [cm ⁴] | 184 320 | momento di inerzia |
| L ⁴ [cm ⁴] | 1.5954E+11 | luce ⁴ |
| L ² [cm ²] | 399424 | luce ² |
| X | 1.2 | fattore di taglio |
| k def | 0.6 | |
| w,c [cm] | 0 | controfreccia |
| p [daN/mc] | 420 | massa volumica media |
| fattore flex | 0.089446651 | $u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_{0mean} I} + \chi \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G_{mean} A}$ |
| fattore taglio | 0.009601538 | |

CALCOLO DELLE FRECCIE

| | | | |
|-------------------|-------------|-----------|--|
| w ist | 1.64 | cm | freccia istantanea (combinazioni RARE) |
| w creep | 0.37 | cm | freccia differita dovuta agli effetti viscosi (combinazioni QUASI PERMANENTI) |
| w2, ist | 0.82 | cm | freccia istantanea dovuta ai carichi variabili (combinazioni FREQUENTI) |
| w fin | 2.01 | cm | freccia finale |
| w net, fin | 2.01 | cm | freccia finale netta |

VERIFICA FRECCIE

freccia istantanea inferiore a L/300 (w ist, lim)

| | | | | |
|--|------|---|--------------------------|----------------|
| w ist | 1.64 | < | w ist, lim = 2.106666667 | VERIFICATO |
| la freccia istantanea è pari a L / 384 | | | | p= 0.78 |

freccia finale inferiore a L/250 (w fin, lim)

| | | | | |
|------------------------------------|------|---|-------------------|---------------|
| w fin | 2.01 | < | w fin, lim = 2.53 | VERIFICATO |
| la freccia finale è pari a L / 314 | | | | p= 0.8 |

Diagonali 20x44 cm

VERIFICA DI RESISTENZA

| | | | |
|------------------|------------|---------------------|---|
| k mod | 0.90 | | Tab. 4.4.IV - durata carico e umidità struttura |
| kh | 1.00 | | |
| γM | 1.45 | | Tab. 4.4.III - coefficiente parziale |
| km | 0.70 | | Par. 4.4.8.1.6 - ridistribuzione tensioni e disomogeneità del materiale |
| f _{mgk} | 28.00 | Mpa | resistenza caratteristica a flessione |
| f _{mgk} | 280.00 | daN/cm ² | |
| f _{md} | 17.38 | Mpa | resistenza di progetto a flessione |
| f _{md} | 173.79 | daN/cm ² | |
| b | 20.00 | cm | base sezione |
| h | 44.00 | cm | altezza sezione |
| W _y | 6 453.33 | cm ³ | modulo di resistenza attorno all'asse forte y |
| Med | 75.0 | kNm | momento sollecitante |
| Med | 750 000.00 | daNcm | |
| σ _{ed} | 116.22 | daN/cm ² | tensione massima |

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

| | | |
|----------|-------------|-------------------|
| ρ | 0.67 | VERIFICATO |
|----------|-------------|-------------------|

VERIFICA A TAGLIO

| | | | |
|-----------------|-------|---------------------|------------------------------------|
| f _{vk} | 3.50 | Mpa | resistenza a taglio caratteristica |
| f _{vk} | 35 | daN/cm ² | |
| f _{vd} | 21.72 | daN/cm ² | resistenza a taglio di progetto |
| k _{cr} | 0.71 | | per legno lamellare |
| T _{ed} | 82.00 | kN | taglio sollecitante |
| τ _{ed} | 19.58 | daN/cm ² | |

| | | |
|----------|-------------|-------------------|
| ρ | 0.90 | VERIFICATO |
|----------|-------------|-------------------|

CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

| | | |
|-----------------------------------|-------------|---|
| i [m] | 2 | interasse |
| L [m] | 7.68 | luce |
| A [cm ²] | 880 | area |
| G mean [daN/cm ^q] | 6500 | modulo di taglio medio |
| E mean [daN/cm ^q] | 126000 | modulo di elasticità medio |
| J [cm ⁴] | 141 973 | momento di inerzia |
| L ⁴ [cm ⁴] | 3.47892E+11 | luce ⁴ |
| L ² [cm ²] | 589824 | luce ² |
| X | 1.2 | fattore di taglio |
| k def | 0.6 | |
| w,c [cm] | 0 | controfreccia |
| p [daN/mc] | 420 | massa volumica media |
| fattore flex | 0.253224858 | $u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_{0mean} I} + \chi \cdot \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot G_{mean} A}$ |
| fattore taglio | 0.015467413 | |

CALCOLO DELLE FRECCIE

| | | | |
|-------------------|-------------|-----------|--|
| w ist | 2.28 | cm | <i>freccia istantanea (combinazioni RARE)</i> |
| w creep | 0.53 | cm | <i>freccia differita dovuta agli effetti viscosi (combinazioni QUASI PERMANENTI)</i> |
| w2, ist | 1.16 | cm | <i>freccia istantanea dovuta ai carichi variabili (combinazioni FREQUENTI)</i> |
| w fin | 2.80 | cm | <i>freccia finale</i> |
| w net, fin | 2.80 | cm | <i>freccia finale netta</i> |

VERIFICA FRECCIE

freccia istantanea inferiore a L/300 (w ist, lim)

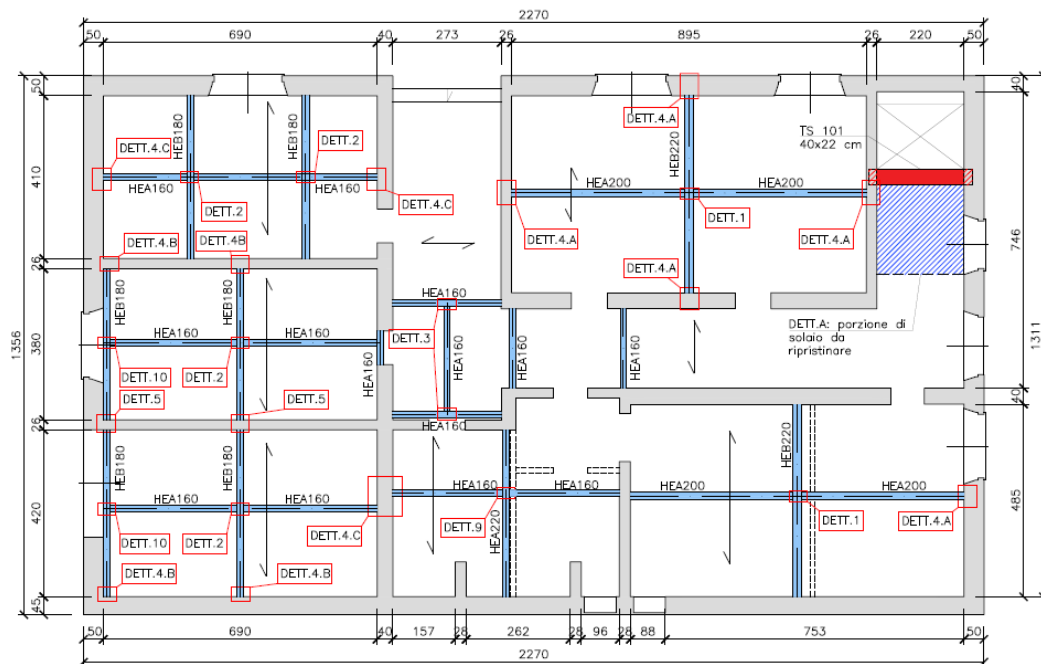
| | | | | |
|--|------|---|-------------------|----------------|
| w ist | 2.28 | < | w ist, lim = 2.56 | VERIFICATO |
| la freccia istantanea è pari a L / 337 | | | | p= 0.89 |

freccia finale inferiore a L/250 (w fin, lim)

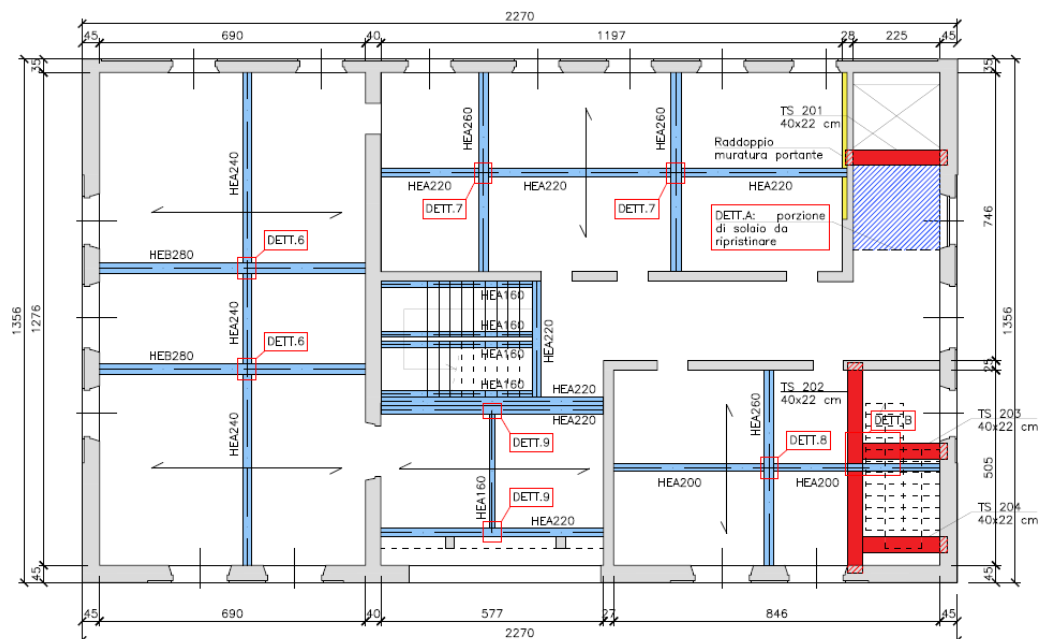
| | | | | |
|------------------------------------|------|---|-------------------|----------------|
| w fin | 2.80 | < | w fin, lim = 3.07 | VERIFICATO |
| la freccia finale è pari a L / 274 | | | | p= 0.91 |

5. VERIFICHE DEI SOLAI

Dai rilievi geometrico-strutturali effettuati, emerge che i solai sono in latero-cemento, rasati, di altezza pari a 22 cm, con travetti di base 14 cm, posti secondo un interasse di 50 cm. Dal momento che le verifiche di sicurezza svolte sui solai hanno dato esito negativo (si veda a tal proposito l'elaborato di valutazione della sicurezza ante operam), i solai verranno rinforzati tramite travi in acciaio di diversi profili, realizzate in acciaio S275 JR. Le immagini che seguono sono tratte dai disegni esecutivi allegati e illustrano lo schema dei rinforzi adottati per i 3 orizzontamenti del fabbricato



Schema di rinforzo solai – pianta 1° orizzontamento

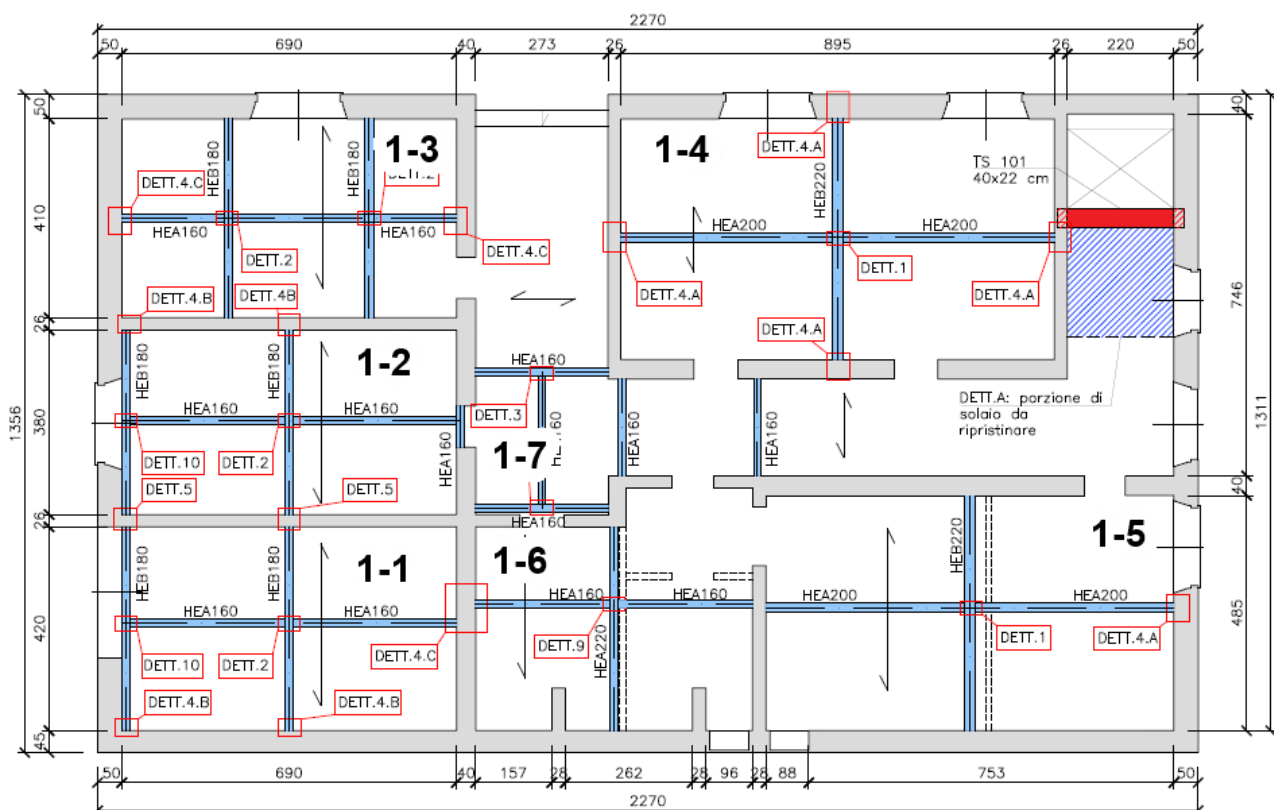


Schema di rinforzo solai – pianta 2° orizzontamento

Il rinforzo dei solai è realizzato accostando le travi metalliche all'intradosso dei solai. Sono presenti travi denominate nel seguito "rompitratta", ordite perpendicolarmente alla direzione del solaio che supportano, le quali sostengono direttamente il peso del solaio. Le travi "rompitratta" scaricano il proprio peso sulle travi principali, le quali ricevono dunque una forza puntale. Le travi principali sono considerate come appoggiate alle estremità, in quanto il collegamento alle strutture murarie è realizzato appoggiando l'estremità delle travi in una nicchia ricavata nella muratura, dentro cui verranno murate con riempimento in cls e previa disposizione di apposito bolzone anti sfilamento. Il collegamento delle travi "rompitratta" alle travi principali è realizzato a mezzo di collegamento flangiato, con piastre di diversi spessori e bulloni in numero e diametro differente a seconda degli sforzi cui il collegamento è sottoposto. Per maggiori dettagli sui collegamenti si rimanda alle tavole esecutive allegate. Nelle verifiche di seguito esposte, si ipotizza, in via semplificata e a favore di sicurezza, che tutto il peso del solaio (permanente e accidentale) sia supportato dalle travi. Gli schemi che seguono illustrano le verifiche svolte.

5.1. 1° Orizzontamento

La pianta che segue illustra la denominazione dei campi di solaio del 1° impalcato, cui fanno riferimento gli schemi a seguire, i quali illustrano le verifiche svolte. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.



Verifica di travi in acciaio

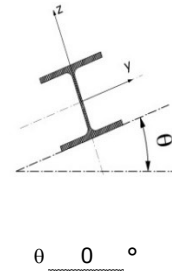
Oggetto: Rompitratte campi solai: 1-1, 1-2 e 1-3

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 370 | cm | i | 205 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 160 | |
| $W_y =$ | 220 | cm ³ | $J_y =$ | 1673 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 77 | cm ³ | $J_z =$ | 616 | cm ⁴ |
| A = | 39 | cm ² | $A_v =$ | 13.24 | cm ² |



(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 30.4 | kg/m | $G_1 =$ | 30.4 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | $G_2 =$ | 1047.6 | kg/m |
| Accidentale | 300 | kg/mq | $Q_1 =$ | 615.0 | kg/m |
| Tot = | 811 | kg/mq | $q_{SLER} =$ | 1693.0 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 2533 | 4335 | 5762 | 0.75 | 0.75 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 2533 | 4687 | 20020 | 0.23 | 0.23 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{id} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 4335 | 0.00 | 0 | 197 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.23$ cm | | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 1.48$ cm | | | |
| $q_{G1+G2} =$ | 1078.0 | $\delta_1 =$ | 0.75 | cm | |
| $q_{Q1} =$ | 615.0 | $\delta_2 =$ | 0.43 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 1.17 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 1.17 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

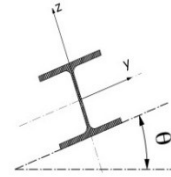
Oggetto: Trave principale campi solai: 1-1, 1-2 e 1-3

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

L 450.25 cm i _____ cm
a 225.125 cm
b 225.125 cm
n. profilati 1 Tipo HEB 180
 $W_y = 426$ cm³ $J_y = 3831$ cm⁴
 $W_z = 151$ cm³ $J_z = 1363$ cm⁴
 $A = 65$ cm² $A_v = 20.29$ cm²



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 51.2 kg/m

F SLU = 8891 kg
F SLE = 5942 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 67 | 10177 | 11157 | 0.91 | 0.91 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 67 | 4595 | 30681 | 0.15 | 0.15 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|------------|-------|----------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 10177 | 0.00 | 0 | 239 |

Verifica deformazione SLE

$L / \delta_2 = 300$ $\delta_2 \leq 1.50$ cm
 $L / \delta_{max} = 250$ $\delta_{max} \leq 1.80$ cm

F accidentali 3238 kg

$\delta_2 = 0.765$ cm
 $\delta_{tot} = 1.404$ cm
controfreccia $\delta_c = 0.00$ cm - controfreccia
 $\delta_{max} = 1.404$ cm

Verifica di travi in acciaio

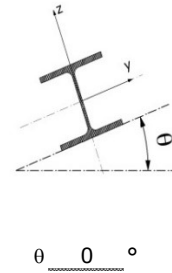
Oggetto: Rompitratta campi solai: 1-4

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-------|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 460.5 | cm | i | 245 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 200 | |
| $W_y =$ | 389 | cm ³ | $J_y =$ | 3692 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 134 | cm ³ | $J_z =$ | 1336 | cm ⁴ |
| A = | 54 | cm ² | $A_v =$ | 18.05 | cm ² |



(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 42.3 | kg/m | $G_1 =$ | 42.3 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | $G_2 =$ | 1252.0 | kg/m |
| Accidentale | 300 | kg/mq | $Q_1 =$ | 735.0 | kg/m |
| Tot = | 811 | kg/mq | $q_{SLER} =$ | 2029.3 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 3035 | 8046 | 10188 | 0.79 | 0.79 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 3035 | 6989 | 27294 | 0.26 | 0.26 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 8046 | 0.00 | 0 | 207 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.54$ cm | | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 1.84$ cm | | | |
| $q_{G1+G2} =$ | 1294.3 | $\delta_1 =$ | 0.98 | cm | |
| $q_{Q1} =$ | 735.0 | $\delta_2 =$ | 0.55 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 1.53 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 1.53 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

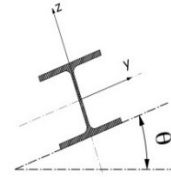
Oggetto: Trave principale campi solai: 1-4

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-------|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 535 | cm | i | | cm |
| a | 267.5 | cm | | | |
| b | 267.5 | cm | | | |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEB 220 | |
| $W_y =$ | 736 | cm ³ | $J_y =$ | 8091 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 258 | cm ³ | $J_z =$ | 2843 | cm ⁴ |
| A = | 91 | cm ² | $A_v =$ | 27.88 | cm ² |



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 71.5 kg/m

F SLU = 13976 kg
F SLE = 9345 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 93 | 19025 | 19276 | 0.99 | 0.99 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 93 | 7237 | 42158 | 0.17 | 0.17 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 19025 | 0.00 | 0 | 258 |

Verifica deformazione SLE

| | | |
|--------------------|-----|-----------------------------|
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.78$ cm |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 2.14$ cm |

F accidentali = 5077 kg

| | | |
|--------------------------|-------|--------------------|
| $\delta_2 =$ | 0.953 | cm |
| $\delta_{tot} =$ | 1.755 | cm |
| controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia |
| $\delta_{max} =$ | 1.755 | cm |

Verifica di travi in acciaio

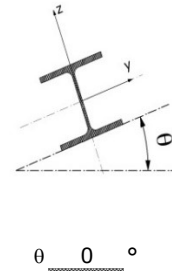
Oggetto: Rompitratta campi solai: 1-5

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 446 | cm | i | 238 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 200 | |
| $W_y =$ | 389 | cm ³ | $J_y =$ | 3692 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 134 | cm ³ | $J_z =$ | 1336 | cm ⁴ |
| A = | 54 | cm ² | $A_v =$ | 18.05 | cm ² |



(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 42.3 | kg/m | $G_1 =$ | 42.3 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | $G_2 =$ | 1216.2 | kg/m |
| Accidentale | 300 | kg/mq | $Q_1 =$ | 714.0 | kg/m |
| Tot = | 811 | kg/mq | $q_{SLER} =$ | 1972.5 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 2950 | 7336 | 10188 | 0.72 | 0.72 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 2950 | 6579 | 27294 | 0.24 | 0.24 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 7336 | 0.00 | 0 | 189 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.49$ cm | | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 1.78$ cm | | | |
| $q_{G1+G2} =$ | 1258.5 | $\delta_1 =$ | 0.83 | cm | |
| $q_{Q1} =$ | 714.0 | $\delta_2 =$ | 0.47 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 1.31 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 1.31 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

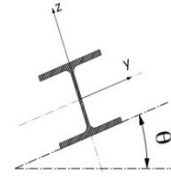
Oggetto: Trave principale campi solai: 1-5

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

L = 523 cm $i =$ cm
a = 261.5 cm
b = 261.5 cm
n. profilati = 1 Tipo HEB 220
 $W_y = 736$ cm³ $J_y = 8091$ cm⁴
 $W_z = 258$ cm³ $J_z = 2843$ cm⁴
A = 91 cm² $A_v = 27.88$ cm²



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 71.5 kg/m

F SLU = 13187 kg
F SLE = 8819 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 93 | 17560 | 19276 | 0.91 | 0.91 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 93 | 6837 | 42158 | 0.16 | 0.16 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 17560 | 0.00 | 0 | 239 |

Verifica deformazione SLE

| | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------|
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.74$ cm |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 2.09$ cm |
| F accidentali | 4787 | kg |
| $\delta_2 =$ | 0.840 | cm |
| $\delta_{tot} =$ | 1.547 | cm |
| controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia |
| $\delta_{max} =$ | 1.547 | cm |

Verifica di travi in acciaio

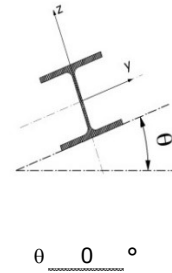
Oggetto: Rompitratta campi solai: 1-6

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 306 | cm | i | 245 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 160 | |
| $W_y =$ | 220 | cm ³ | $J_y =$ | 1673 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 77 | cm ³ | $J_z =$ | 616 | cm ⁴ |
| A = | 39 | cm ² | $A_v =$ | 13.24 | cm ² |



(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 30.4 | kg/m | $G_1 =$ | 30.4 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | $G_2 =$ | 1252.0 | kg/m |
| Accidentale | 400 | kg/mq | $Q_1 =$ | 980.0 | kg/m |
| Tot = | 911 | kg/mq | $q_{SLER} =$ | 2262.4 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 3387 | 3965 | 5762 | 0.69 | 0.69 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 3387 | 5183 | 20020 | 0.26 | 0.26 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{id} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 3965 | 0.00 | 0 | 180 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.02$ | | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 1.22$ | | | |
| $q_{G1+G2} =$ | 1282.4 | $\delta_1 =$ | 0.42 | cm | |
| $q_{Q1} =$ | 980.0 | $\delta_2 =$ | 0.32 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 0.73 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 0.73 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

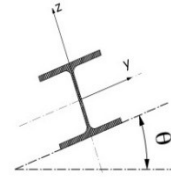
Oggetto: Trave principale campi solai: 1-6

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

L = 463 cm $i =$ cm
a = 231.5 cm
b = 231.5 cm
n. profilati = 1 Tipo HEA 220
 $W_y = 515$ cm³ $J_y = 5410$ cm⁴
 $W_z = 178$ cm³ $J_z = 1955$ cm⁴
 $A = 64$ cm² $A_v = 20.63$ cm²



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 50.5 kg/m

F SLU = 10246 kg
F SLE = 6843 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 66 | 12036 | 13488 | 0.89 | 0.89 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 66 | 5275 | 31195 | 0.17 | 0.17 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|------------|-------|----------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 12036 | 0.00 | 0 | 234 |

Verifica deformazione SLE

| | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------|
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.54$ cm |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 1.85$ cm |
| F accidentali | 4447 | kg |
| $\delta_2 =$ | 0.809 | cm |
| $\delta_{tot} =$ | 1.245 | cm |
| controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia |
| $\delta_{max} =$ | 1.245 | cm |

Verifica di travi in acciaio

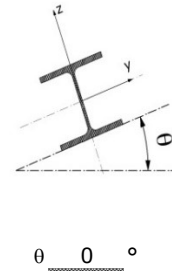
Oggetto: Rompitratta campi solai: 1-7

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 280 | cm | i | 157 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 160 | |
| $W_y =$ | 220 | cm ³ | $J_y =$ | 1673 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 77 | cm ³ | $J_z =$ | 616 | cm ⁴ |
| A = | 39 | cm ² | $A_v =$ | 13.24 | cm ² |



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 30.4 | kg/m | $G_1 =$ | 30.4 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | $G_2 =$ | 802.3 | kg/m |
| Accidentale | 400 | kg/mq | $Q_1 =$ | 628.0 | kg/m |
| Tot = | 911 | kg/mq | $q_{SLER} =$ | 1460.7 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 2185 | 2141 | 5762 | 0.37 | 0.37 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 2185 | 3059 | 20020 | 0.15 | 0.15 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 2141 | 0.00 | 0 | 97 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 0.93$ cm | | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 1.12$ cm | | | |
| $q_{G1+G2} =$ | 832.7 | $\delta_1 =$ | 0.19 | cm | |
| $q_{Q1} =$ | 628.0 | $\delta_2 =$ | 0.14 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 0.33 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 0.33 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

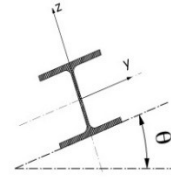
Oggetto: Trave principale campi solai: 1-7

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-------|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 523 | cm | i | | cm |
| a | 261.5 | cm | | | |
| b | 261.5 | cm | | | |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 160 | |
| $W_y =$ | 220 | cm ³ | $J_y =$ | 1673 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 77 | cm ³ | $J_z =$ | 616 | cm ⁴ |
| A = | 39 | cm ² | $A_v =$ | 13.24 | cm ² |



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 30.4 kg/m

F SLU = 3059 kg

F SLE = 2045 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{\max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 40 | 4135 | 5762 | 0.72 | 0.72 |

Verifica a taglio SLU ($V_{\max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 40 | 1633 | 20020 | 0.08 | 0.08 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{\max}$, $T = v_2 T_{\max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 4135 | 0.00 | 0 | 188 |

Verifica deformazione SLE

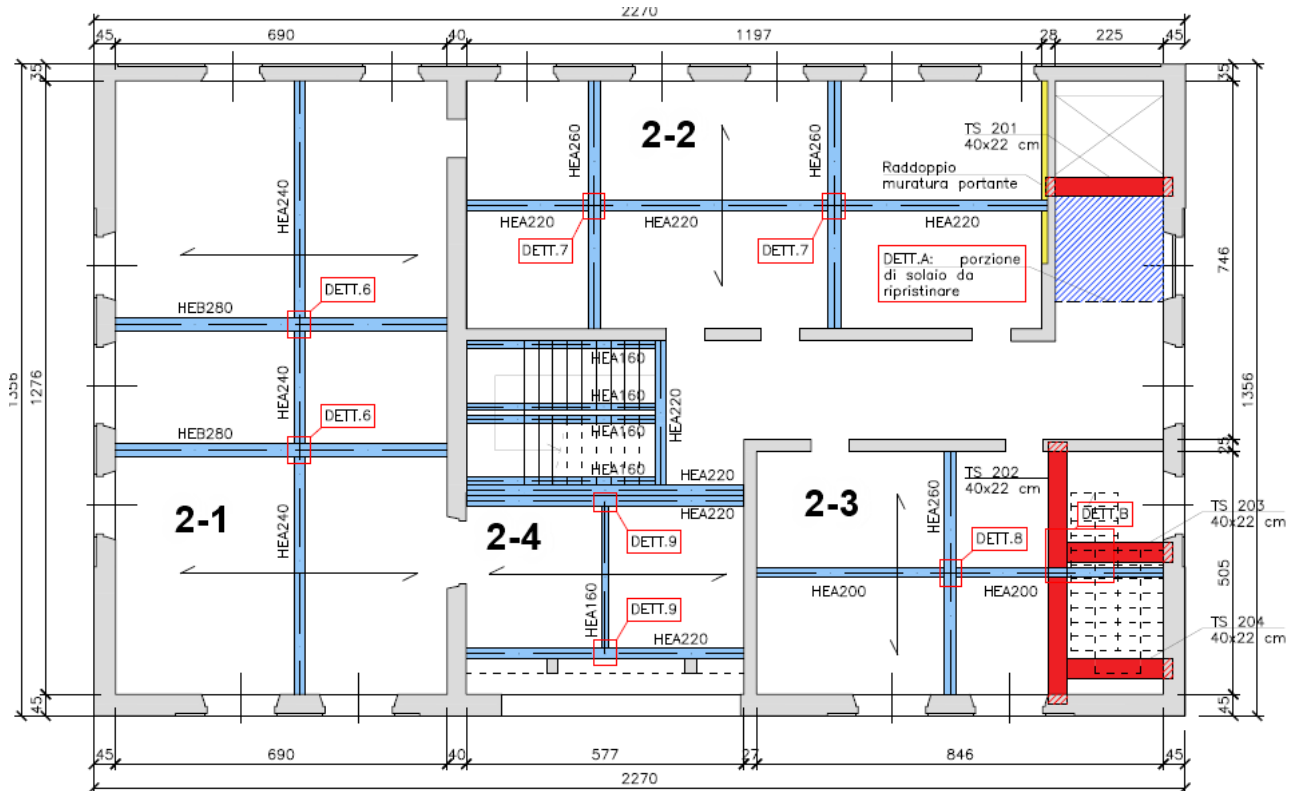
| | | |
|---------------------|-----|------------------------------|
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.74$ cm |
| L / δ_{\max} | 250 | $\delta_{\max} \leq 2.09$ cm |

F accidentali = 1319 kg

| | | |
|--------------------------|-------|--------------------|
| $\delta_2 =$ | 1.119 | cm |
| $\delta_{\text{tot}} =$ | 1.735 | cm |
| controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia |
| $\delta_{\max} =$ | 1.735 | cm |

5.2. 2° orizzontamento

La pianta che segue illustra la denominazione dei campi di solaio del 2° impalcato, cui fanno riferimento gli schemi a seguire, i quali illustrano le verifiche svolte. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.



Verifica di travi in acciaio

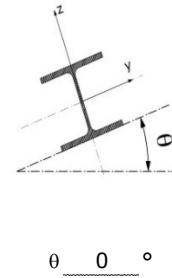
Oggetto: Rompitratta campi solai: 2-1

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.200)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 536 | cm | i | 345 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 240 | |
| $W_y =$ | 675 | cm ³ | $J_y =$ | 7763 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 231 | cm ³ | $J_z =$ | 2769 | cm ⁴ |
| A = | 77 | cm ² | $A_v =$ | 25.14 | cm ² |



(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 60.3 | kg/m | $G_1 =$ | 60.3 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | $G_2 =$ | 1763.0 | kg/m |
| Accidentale | 400 | kg/mq | $Q_1 =$ | 1380.0 | kg/m |
| Tot = | 911 | kg/mq | $q_{SLER} =$ | 3203.3 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 4793 | 17212 | 17679 | 0.97 | 0.97 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 4793 | 12845 | 38014 | 0.34 | 0.34 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{id} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 17212 | 0.00 | 0 | 255 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.79$ | cm | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 2.14$ | cm | | |
| $q_{G1+G2} =$ | 1823.3 | $\delta_1 =$ | 1.20 | cm | |
| $q_{Q1} =$ | 1380.0 | $\delta_2 =$ | 0.91 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 2.11 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 2.11 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

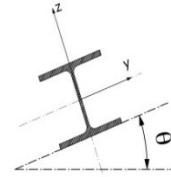
Oggetto: Trave principale campi solai: 2-1

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-------|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 730 | cm | i | | cm |
| a | 403.5 | cm | | | |
| b | 326.5 | cm | | | |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEB 280 | |
| $W_y =$ | 1380 | cm ³ | $J_y =$ | 19270 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 471 | cm ³ | $J_z =$ | 6595 | cm ⁴ |
| A = | 131 | cm ² | $A_v =$ | 41.13 | cm ² |



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 103 kg/m

F SLU = 18765 kg
F SLE = 12541 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 134 | 34757 | 36143 | 0.96 | 0.96 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 134 | 10861 | 62193 | 0.17 | 0.17 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 34757 | 0.00 | 0 | 252 |

Verifica deformazione SLE

| | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------|
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 2.43$ cm |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 2.92$ cm |
| F accidentali | 5403 | kg |
| $\delta_2 =$ | 1.058 | cm |
| $\delta_{tot} =$ | 2.456 | cm |
| controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia |
| $\delta_{max} =$ | 2.456 | cm |

Verifica di travi in acciaio

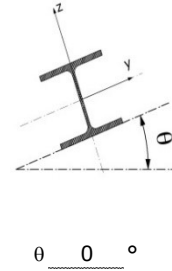
Oggetto: Rompitratta campi solai: 2-2

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|-------|---------|-----------------|
| L | 500 | cm | i | 258 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 220 | |
| W_y | 515 | cm ³ | J_y | 5410 | cm ⁴ |
| W_z | 178 | cm ³ | J_z | 1955 | cm ⁴ |
| A | 64 | cm ² | A_v | 20.63 | cm ² |



(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 50.5 | kg/m | G_1 = | 50.5 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | G_2 = | 1318.4 | kg/m |
| Accidentale | 300 | kg/mq | Q_1 = | 774.0 | kg/m |
| Tot = | 811 | kg/mq | q_{SLER} = | 2142.9 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 3204 | 10013 | 13488 | 0.74 | 0.74 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 3204 | 8011 | 31195 | 0.26 | 0.26 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{id} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 10013 | 0.00 | 0 | 194 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.67$ | cm | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 2.00$ | cm | | |
| q_{G1+G2} | 1368.9 | $\delta_1 =$ | 0.98 | cm | |
| q_{Q1} | 774.0 | $\delta_2 =$ | 0.55 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 1.53 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 1.53 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

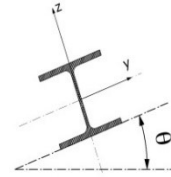
Oggetto: Trave principale campi solai: 2-2

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 544 | cm | i | | cm |
| a | 272 | cm | | | |
| b | 272 | cm | | | |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEB 240 | |
| $W_y =$ | 938 | cm ³ | $J_y =$ | 11259 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 327 | cm ³ | $J_z =$ | 3923 | cm ⁴ |
| A = | 106 | cm ² | $A_v =$ | 33.24 | cm ² |



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 83.2 kg/m

F SLU = 15235 kg
F SLE = 10190 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 108 | 21120 | 24567 | 0.86 | 0.86 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 108 | 7912 | 50262 | 0.16 | 0.16 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 21120 | 0.00 | 0 | 225 |

Verifica deformazione SLE

| | | |
|--------------------|-----|-----------------------------|
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.81$ cm |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 2.18$ cm |

F accidentali = 3680 kg

| | | |
|--------------------------|-------|--------------------|
| $\delta_2 =$ | 0.522 | cm |
| $\delta_{tot} =$ | 1.445 | cm |
| controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia |
| $\delta_{max} =$ | 1.445 | cm |

Verifica di travi in acciaio

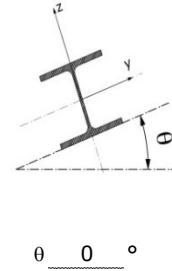
Oggetto: Rompitratta campi solai: 2-3

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 466 | cm | i | 253 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 200 | |
| $W_y =$ | 389 | cm ³ | $J_y =$ | 3692 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 134 | cm ³ | $J_z =$ | 1336 | cm ⁴ |
| A = | 54 | cm ² | $A_v =$ | 18.05 | cm ² |



(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 42.3 | kg/m | $G_1 =$ | 42.3 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | $G_2 =$ | 1292.8 | kg/m |
| Accidentale | 300 | kg/mq | $Q_1 =$ | 759.0 | kg/m |
| Tot = | 811 | kg/mq | $q_{SLER} =$ | 2094.1 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 3133 | 8504 | 10188 | 0.83 | 0.83 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 3133 | 7299 | 27294 | 0.27 | 0.27 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{id} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 8504 | 0.00 | 0 | 219 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.55$ | cm | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 1.86$ | cm | | |
| $q_{G1+G2} =$ | 1335.1 | $\delta_1 =$ | 1.06 | cm | |
| $q_{Q1} =$ | 759.0 | $\delta_2 =$ | 0.60 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 1.66 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 1.66 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

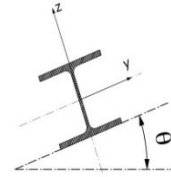
Oggetto: Trave principale campi solai: 2-3

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 538 | cm | i | | cm |
| a | 269 | cm | | | |
| b | 269 | cm | | | |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 260 | |
| $W_y =$ | 836 | cm ³ | $J_y =$ | 10455 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 282 | cm ³ | $J_z =$ | 3668 | cm ⁴ |
| A = | 87 | cm ² | $A_v =$ | 28.74 | cm ² |



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 68.2 kg/m

F SLU = 14600 kg
F SLE = 4399 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 89 | 19958 | 21895 | 0.91 | 0.91 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 89 | 7538 | 43454 | 0.17 | 0.17 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{td} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 19958 | 0.00 | 0 | 239 |

Verifica deformazione SLE

| | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------|
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.79$ cm |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 2.15$ cm |
| F accidentali | 3537 | kg |
| $\delta_2 =$ | 0.523 | cm |
| $\delta_{tot} =$ | 0.650 | cm |
| controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia |
| $\delta_{max} =$ | 0.650 | cm |

Verifica di travi in acciaio

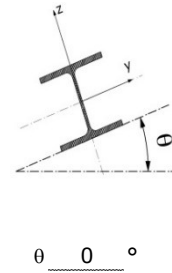
Oggetto: Rompitratta campi solai: 2-4

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

| | | | | | |
|--------------|-----|-----------------|---------|---------|-----------------|
| L | 323 | cm | i | 289 | cm |
| n. profilati | 1 | | Tipo | HEA 160 | |
| $W_y =$ | 220 | cm ³ | $J_y =$ | 1673 | cm ⁴ |
| $W_z =$ | 77 | cm ³ | $J_z =$ | 616 | cm ⁴ |
| A = | 39 | cm ² | $A_v =$ | 13.24 | cm ² |



(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

| | | | | | |
|----------------|------|-------|--------------|--------|------|
| Peso proprio = | 30.4 | kg/m | $G_1 =$ | 30.4 | kg/m |
| Permanente | 511 | kg/mq | $G_2 =$ | 1476.8 | kg/m |
| Accidentale | 400 | kg/mq | $Q_1 =$ | 1156.0 | kg/m |
| Tot = | 911 | kg/mq | $q_{SLER} =$ | 2663.2 | kg/m |

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,R}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 3989 | 5202 | 5762 | 0.90 | 0.90 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 3989 | 6442 | 20020 | 0.32 | 0.32 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{id} (MPa) |
|--------------------|-------|----------|-------|--------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 5202 | 0.00 | 0 | 236 |

Verifica deformazione SLE ($\delta = \chi q l^4 / EJ$)

| | | | | | |
|--------------------|--------|--|------|--------------------|--|
| χ | 0.0130 | | | | |
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 1.08$ | | | |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 1.29$ | | | |
| $q_{G1+G2} =$ | 1507.2 | $\delta_1 =$ | 0.61 | cm | |
| $q_{Q1} =$ | 1156.0 | $\delta_2 =$ | 0.47 | cm | |
| | | $\delta_1 + \delta_2 = \delta_{tot} =$ | 1.07 | cm | |
| | | controfreccia δ_c | 0.00 | cm - controfreccia | |
| | | $\delta_{max} =$ | 1.07 | cm | |

Verifica di travi in acciaio

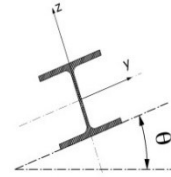
Oggetto: Trave principale campi solai: 2-4

Caratteristiche dei materiali

Acciaio : S 275 $f_{yd} = 262$ Mpa
 $\gamma_{G2} = 1.5$ (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

Caratteristiche geometriche

L = 611 cm $i =$ cm
a = 305.5 cm
b = 305.5 cm
n. profilati = 1 Tipo HEA 220
 $W_y = 515$ cm³ $J_y = 5410$ cm⁴
 $W_z = 178$ cm³ $J_z = 1955$ cm⁴
 $A = 64$ cm² $A_v = 20.63$ cm²



$\theta = 0^\circ$

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; θ angolo di rotazione della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio = 50.5 kg/m

F SLU = 6442 kg
F SLE = 4301 kg

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2 / \alpha + F a b / l$)

| | α | q_{SLU} (kg/m) | M_{Ed} (kg m) | $M_{y,Rd}$ | $M_{Ed}/M_{y,Rd}$ | M_{Ed}/M_{Rd} |
|---------------|----------|------------------|-----------------|------------|-------------------|-----------------|
| Flessione Max | 8 | 66 | 10147 | 13488 | 0.75 | 0.75 |

Verifica a taglio SLU ($V_{max} = q l / \beta + F / 2$)

| | β | q_{SLU} (kg/m) | V_{Ed} (kg) | $V_{y,Rd}$ | $V_{Ed}/V_{y,Rd}$ | V_{Ed}/V_{Rd} |
|------------|---------|------------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|
| Taglio Max | 2 | 66 | 3422 | 31195 | 0.11 | 0.11 |

Verifica taglio e flessione SLU ($M = v_1 M_{max}$, $T = v_2 T_{max}$)

| | v_1 | M (kg m) | v_2 | T (kg) | σ_{id} (MPa) |
|--------------------|-------|------------|-------|----------|---------------------|
| Taglio e Flessione | 1.00 | 10147 | 0.00 | 0 | 197 |

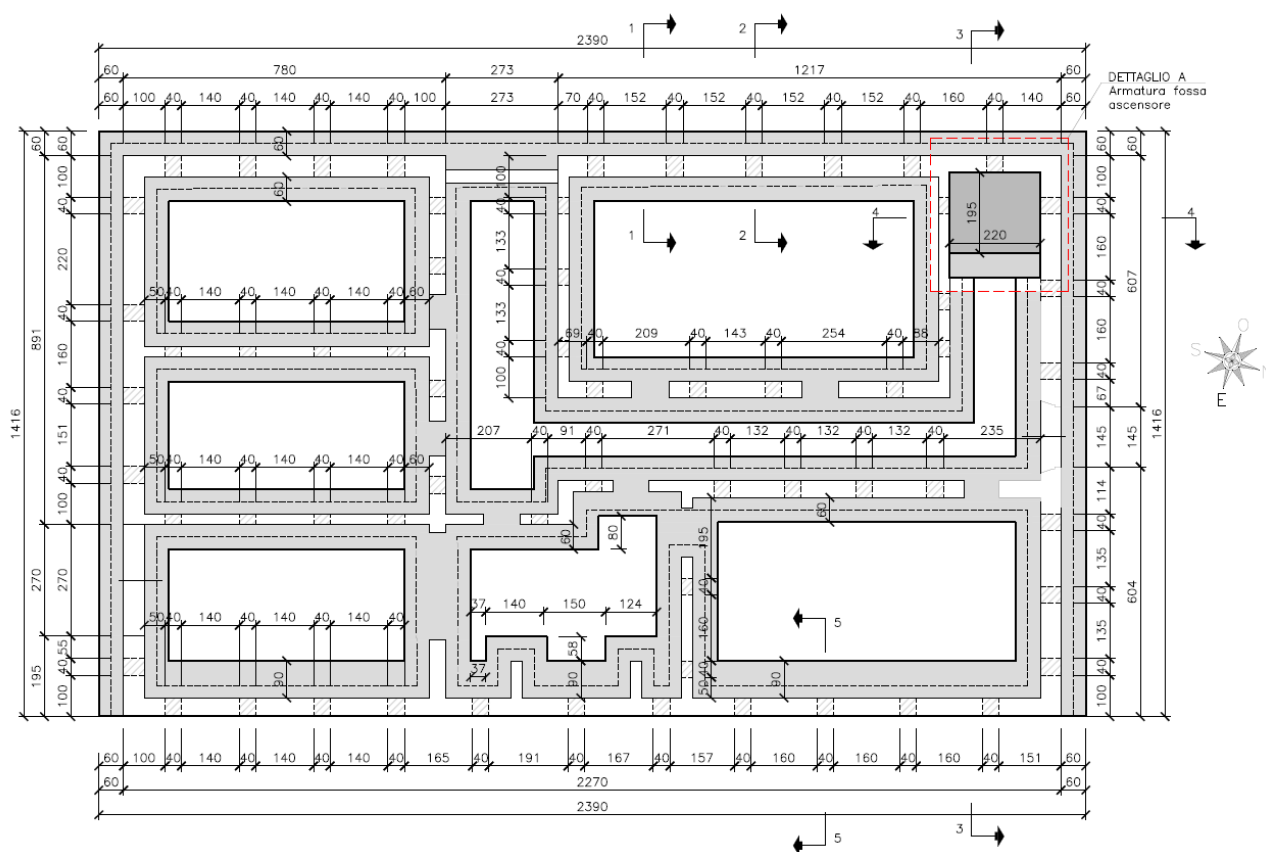
Verifica deformazione SLE

| | | |
|--|------|-----------------------------|
| L / δ_2 | 300 | $\delta_2 \leq 2.04$ cm |
| L / δ_{max} | 250 | $\delta_{max} \leq 2.44$ cm |
| F accidentali | 2800 | kg |
| $\delta_2 = 1.171$ cm | | |
| $\delta_{tot} = 1.799$ cm | | |
| controfreccia $\delta_c = 0.00$ cm - controfreccia | | |
| $\delta_{max} = 1.799$ cm | | |

6. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

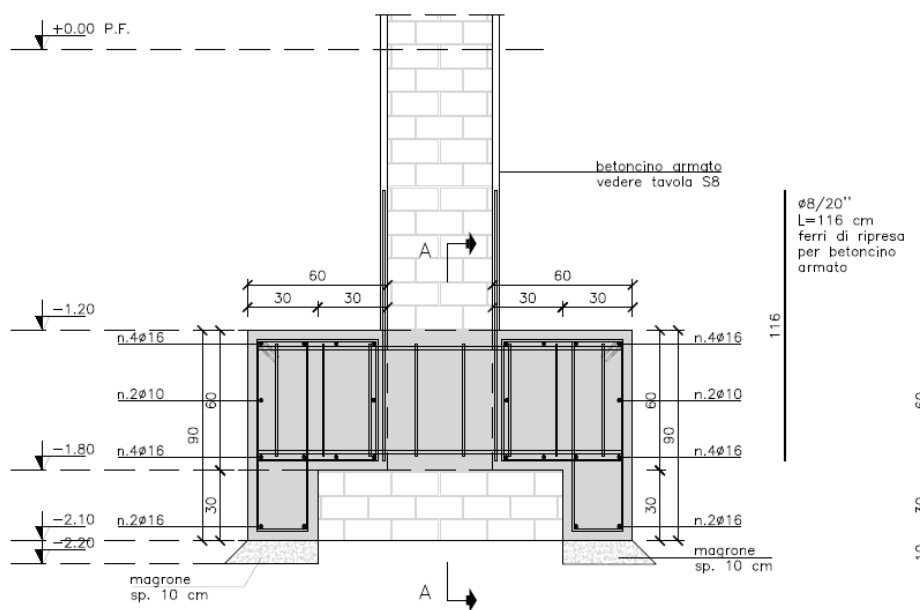
Le fondazioni esistenti sono costituite da semplici ringrossi dei muri portanti. L'estradosso di questi ringrossi si colloca a circa -1.80 m rispetto al piano finito della struttura, mentre l'intradosso si colloca a -2.10 m. Dal momento che l'esito di verifica delle fondazioni esistenti ha dato esito negativo (vedasi elaborato di valutazione della sicurezza ante operam), nonostante il fabbricato non presenti dissesti né fessurazioni che possano essere ricondotti in qualche modo ad un cedimento fondale in atto, si sceglie di intervenire sulle fondazioni, mediante un allargamento delle stesse, ottenuto tramite la costruzione di un cordolo (sia internamente che esternamente al fabbricato), posto sopra le fondazioni esistenti, esteso sino al piano di appoggio della fondazione, ancorato alla muratura esistente per mezzo di traversi in c.a., come illustrato dalle immagini che seguono. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di progetto.

L'allargamento delle fondazioni consentirà di aumentare la base delle fondazioni esistenti di 60 cm, permettendo di soddisfare le verifiche di capacità portante ai sensi della vigente normativa NTC2018.



Intervento sulle fondazioni - pianta

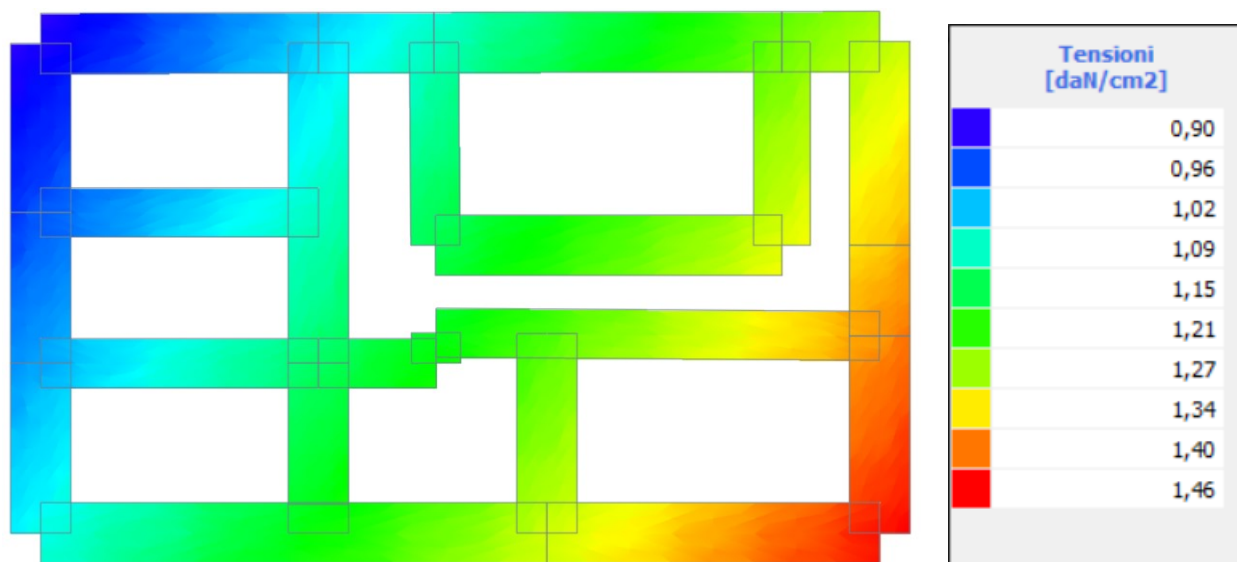
SEZIONE 2-2
Scala 1:20



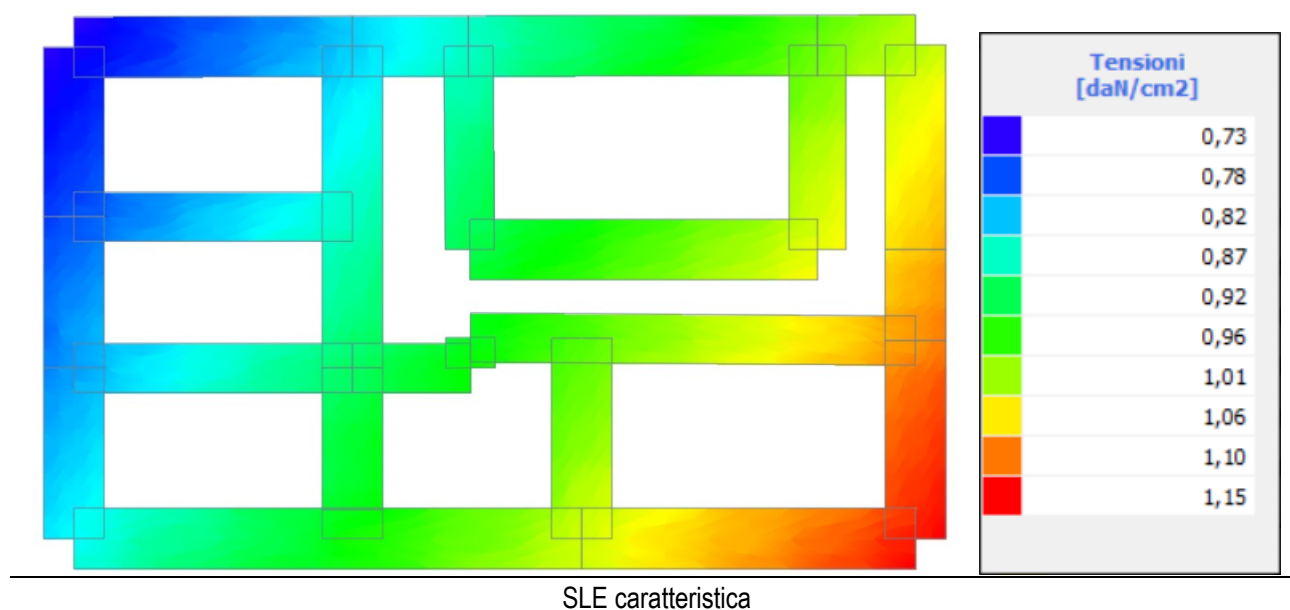
Intervento sulle fondazioni - dettaglio

I diagrammi che seguono illustrano l'andamento delle tensioni in fondazione per , descritto per

- l'involuppo tra le combinazioni di carico sismiche SLV e le combinazioni statiche SLU;
- la combinazione statica SLE caratteristica.



Involuppo SLV - SLU



La massima tensione in condizioni ultime è dunque pari a **1.46 daN/cm^q**.

La massima tensione in condizioni di esercizio è pari a **1.15 daN/cm^q**.

La tabella è estrapolata dalla relazione geologica a firma del Dott. Geol. Gianluca Vaccari ed illustra il modello geologico del sottosuolo. L'attuale piano di posa delle fondazioni ricade all'interno del primo strato coesivo di tale modellazione.

| Prof. | Tipo | CuK (Kg/cm ²) | MoK (Kg/cm ²) | PuvK (t/m ³) | PuvSK (t/m ³) | FiK (°) | EyK (Kg/cm ²) |
|---------------|------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------|------------------------------|------------|------------------------------|
| 0,0 – 2,0/3,0 | Coesivo | 0.2 | 19 | 1.7 | 1.9 | 20 | 15 |
| 2,0/3,0 – 6,2 | Coesivo | 0.35 | 38 | 1.8 | 1.9 | 20 | 24 |
| 6,2 – 7,8 | Coesivo | 0.40 | 48 | 1.9 | 2,0 | 21 | 32 |
| 7,8 – 9,2 | Coesivo | 1.37 | 113 | 2.1 | 2.2 | 23 | 109 |
| 9,2 – 10,6 | Incoerente | -- | 66 | 2.1 | 2.3 | 36 | 169 |

Gli schemi che seguono illustrano il calcolo della portata limite, calcolata in ottemperanza alle vigenti normative tecniche NTC 2018.

| | |
|--------------|---|
| Approccio | 2 |
| Combinazione | 1 |

| | | |
|----|----|----|
| A1 | M1 | R3 |
|----|----|----|

| | |
|-------------|------------|
| | γ_R |
| Portanza | 2.3 |
| Scorrimento | 1.1 |

| Condizioni | Drenate |
|------------|---------|
|------------|---------|

| | |
|----------------|------------|
| | γ_M |
| $\tan \phi'_k$ | 1 |
| c'_k | 1 |
| c_{uk} | 1 |
| γ | 1 |

| | | | | |
|-----------------|---------------|----------------|---------------------------------|---|
| c_{uk} kPa | c'_k kPa | ϕ'_k ° | γ_k kN/m ³ | $\gamma_{k \text{ sat}}$ kN/m ³ |
| 20 | 0 | 20 | 17 | 19 |

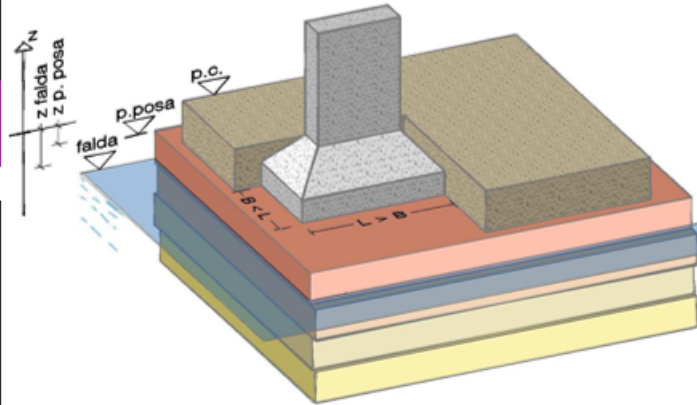
| c_{ud} kPa | c'_d kPa | ϕ'_d ° | γ_d kN/m ³ | $\gamma_{sat\ d}$ kN/m ³ |
|-----------------|---------------|----------------|---------------------------------|--|
| 20.00 | 0.00 | 20.00 | 17.00 | 19.00 |

PIANO DI POSA E FALDA

| | | | |
|--------------------------|----------------------|------|---|
| Profondità piano di posa | $z_{p, \text{posa}}$ | -2.1 | m |
| Profondità falda | z_{falda} | -50 | m |
| Larghezza fondazione | B | 1.6 | m |

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

| | Considerare | | | | |
|----------|-----------------------------|------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|---|
| | si | no | si | si | si |
| | s | i | b | g | d |
| q | 1.0218 | 1 | 1 | 1 | 1.4136379 |
| c | 1.0435 | 1 | 1 | 1 | 1.4902462 |
| γ | 1.0218 | 1 | 1 | 1 | |
| | Forma fondazione (Meyerhof) | Inclinazione carico (Hansen-Vesic) | Inclinazione piano di posa | Inclinazione piano campagna | Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic) |



| Contributi | | | | |
|--------------|----------|-------|-----|--------|
| Sovraccarico | q | 0.33 | MPa | 85.80% |
| Coesione | c | 0.000 | MPa | 0.00% |
| Attrito | γ | 0.05 | MPa | 14.20% |

| | | |
|-----------------------|-------------|--------------------|
| Portanza | 0.385 | MPa |
| | 384.60 | kPa |
| Portanza / γ_R | 0.167 | MPa |
| | 167.22 | kPa |
| | 1.67 | kg/cm ² |

| Prandtl-Vesic | |
|---------------|-------|
| N_q | 6.40 |
| N_c | 14.83 |
| N_γ | 3.93 |

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

La portata limite calcolata è pari a **1.67 daN/cm^q > 1.46 daN/cm^q**. La verifica risulta soddisfatta.

7. VERIFICA DEI RINFORZI METALLICI DELLA SCALA PRINCIPALE

Di seguito si vogliono verificare i rinforzi metallici utilizzati per rinforzare la scala metallica principale.

In via cautelativa, si ipotizza che tutto il carico debba essere sopportato dai profili in acciaio.

I carichi sono i seguenti:

$$G1 = 375 \text{ daN/mq}$$

$$G2 = 100 \text{ daN/mq}$$

$$Q = 400 \text{ daN/mq}$$

Il carico agli SLU è pari a 1237.5 daN/mq. L'interasse di calcolo tra i cosciali è pari a circa 78 cm. Il carico lineare è dunque pari a $1237.5 \cdot 0.78 = \mathbf{965 \text{ daN/m}}$. La luce del cosciale è pari a 3.90 m. Ipotizzando in via cautelativa uno schema statico di doppio appoggio, il momento flettente sollecitante è pari a:

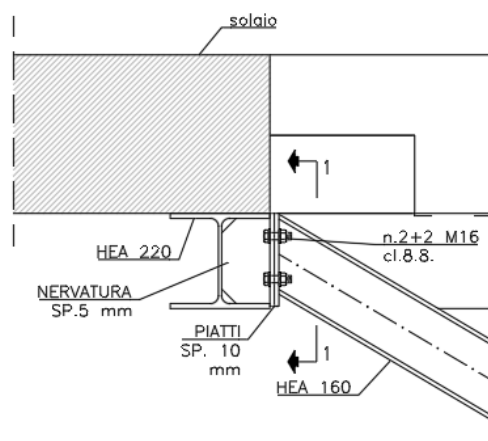
$$M_{ed} = q \cdot L^2 / 8 = 1835 \text{ daNm}$$

Il momento resistente del cosciale HEA160 in acciaio S275 è pari a:

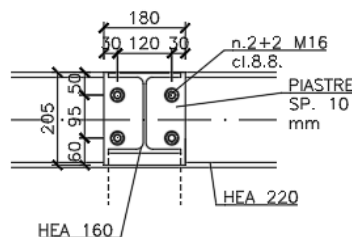
$M_{rd} = f_{yd} \cdot W_{el} = 2619 \text{ daN/cm} \cdot 220 \text{ cm} = 576180 \text{ daNcm} = \mathbf{5762 \text{ daNm} > 1835 \text{ daNm}}$. La verifica risulta dunque soddisfatta.

Si vuole di seguito verificare il collegamento bullonato del cosciale HEA160 alla trave HEA 220, illustrato nella figura che segue:

DETTAGLIO 1
Scala 1:10



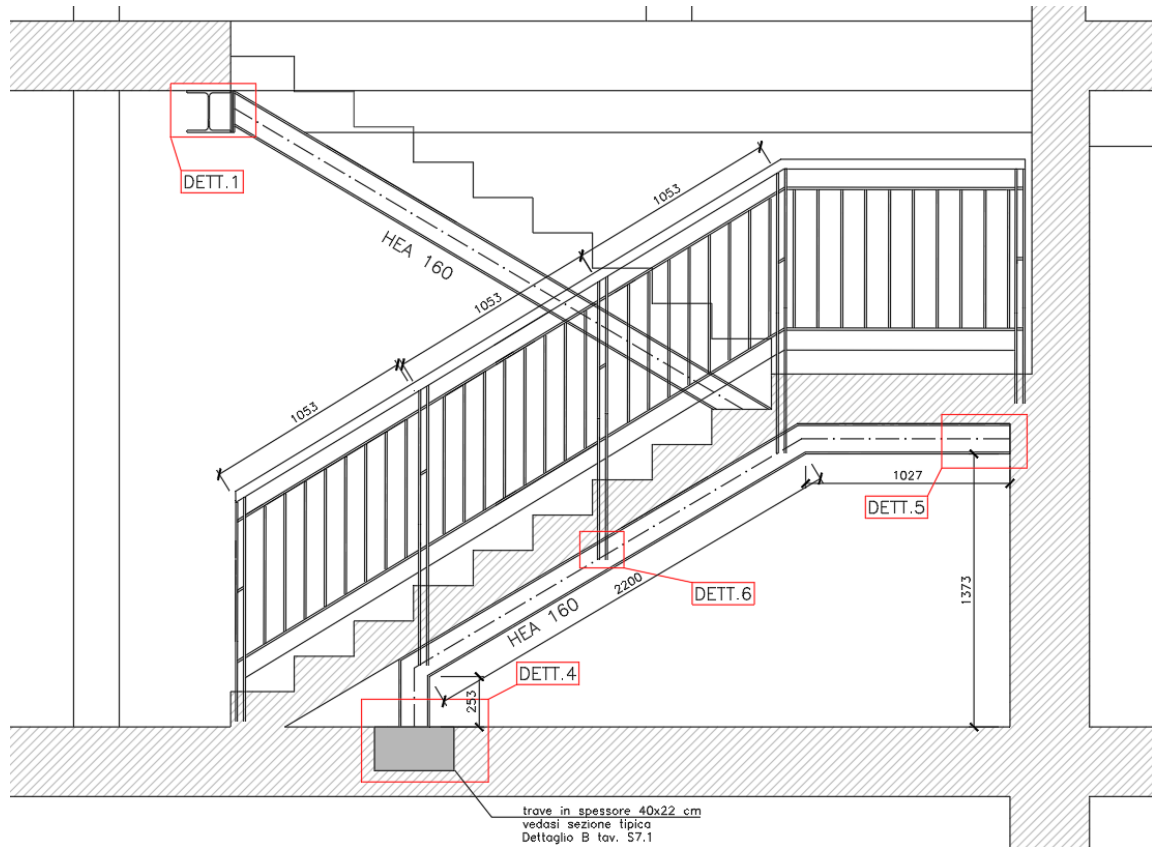
Sezione 1-1



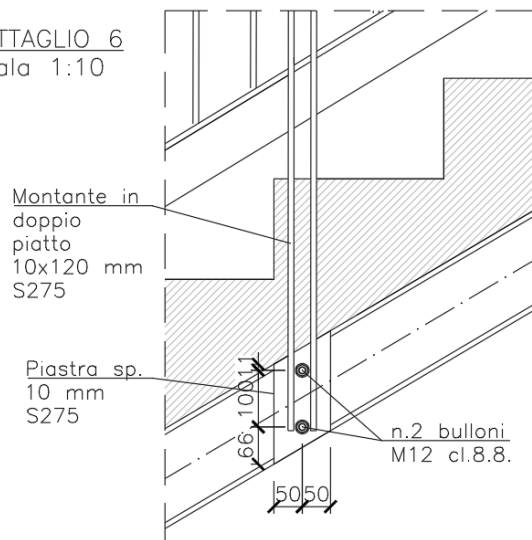
Il collegamento può essere schematizzato come una cerniera, soggetto alla sola azione tagliante, il cui valore è pari a:

$V_{ed} = q \cdot L / 2 = 1882 \text{ daN}$. Ognuno dei n.4 bulloni è dunque sollecitato da una forza di taglio pari a $F = V_{ed}/4 = 470.5 \text{ daN}$. La resistenza a taglio del bullone M16 cl.8.8. è pari a $\mathbf{6029 \text{ daN} > 470.5 \text{ daN}}$. La verifica risulta dunque soddisfatta.

Di seguito si verifica il parapetto. I montanti del parapetto saranno realizzati in doppio piatto 10x120 mm in acciaio S275 e saranno disposti secondo un interasse di 1.05 m. L'altezza del parapetto sarà 1.10 m rispetto alla pedata e pari a 1.45 m rispetto al collegamento con il cosciale. I montanti saranno collegati al cosciale, mediante n.2 ancoranti bulloni M12 cl.8.8., su piastra in acciaio sp. 10 mm. Le immagini che seguono sono tratte dai disegni esecutivi allegati ed illustrano il collegamento in esame.



DETTAGLIO 6
Scala 1:10



La spinta orizzontale sul corrimano è pari a 200 daN/m, che moltiplicata per 1.5 (coefficiente parziale SLU) dà luogo ad una spinta di progetto pari a **300 daN/m**. Poiché l'interasse tra i montanti è pari a 1.05 m, si ha che la forza concentrata in sommità al montante è pari a $300 * 1.05 = 315 \text{ daN}$. Il montante è schematizzabile come mensola con forza in sommità; dal momento che l'altezza è pari a 1.45 m, si ha che il momento alla base è pari a $M_{ed} = 315 * 1.45 \approx 457 \text{ daNm}$.

Il modulo di resistenza del singolo piatto che compone il montante è pari a $W_{el} = b * h^2 / 6 = 24 \text{ cmc}$. Il momento resistente della sezione effettiva del montante (doppio piatto) è pari a $M_{rd} = f_{yd} * W_{tot} = 2619 * 24 * 2 = 125712 \text{ daNcm} = 1257 \text{ daNm} > 457 \text{ daNm}$. La verifica risulta soddisfatta.

Poiché i n.2 bulloni che collegano il montante al cosciale sono disposti a 10 cm di interasse, si ha che la forza di trazione massima che li sollecita è pari a $T = M_{ed} / b = 457 / 0.10 = 4570 \text{ daN}$. La resistenza a trazione del bullone M12 cl.8.8. è pari a

$T_{rd} = 0.9 * f_{tb} * A_{res} / \gamma = 0.9 * 8000 * 0.84 / 1.25 = 4834 \text{ daN} > 4570 \text{ daN}$. La verifica risulta soddisfatta.