

COMUNE DI BENTIVOGLIO

MULINO E PALAZZO ROSSO

Programma Innovativo Nazionale per la Qualità dell'Abitare (PINQUA)

PNRR - Missione 5 Componente 2 Investimento 2.3

Finanziato dall'Unione Europea - Iniziativa Nextgeneration EU

Proposta ID 264 - Intervento ID 885

"INNOVARE ABITANDO" nel Comune di Bentivoglio

CUP: J23D21000270005



PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:

Unione Reno Galliera

via Fariselli 4 - 40016 San Giorgio di Piano (BO)

Responsabile Unico del Procedimento:

ing. Antonio Peritore

*Responsabile del Servizio Urbanistica dell'Unione Reno Galliera
presso Sede dell'Unione Reno Galliera
via Fariselli 4 - 40016 San Giorgio di Piano (BO)*

PROGETTISTI INCARICATI:

PROGETTO ARCHITETTONICO:

CAVINATERRA - arch. Roberto Terra
ARCHITETTI arch. Guido Cavina
arch. Alice Cocco

*via Barberia 24 - 40123 Bologna
tel. 051 644 9771 - 9772*

PROGETTO OPERE STRUTTURALI:

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Struttura s.r.l. - ing. Francesca Sbardellati

via Gulinelli 21/A - 44122 Ferrara

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI:

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI:

ing. Riccardo Accorsi

via Ariosto 21 - 44121 Ferrara

elaborato

ST.01

RELAZIONE DI CALCOLO

scala

varie

rev:

commessa: PRS23003

data: Novembre 2023

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	2
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4. AZIONI SULLA COSTRUZIONE	8
4.1. ANALISI DEI CARICHI - STATO DI FATTO	8
4.2. ANALISI DEI CARICHI - STATO DI PROGETTO	10
4.3. DETERMINAZIONE DEL CARICO DELLA NEVE	13
4.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	13
5. CONSOLIDAMENTO VOLTE PRIMO PIANO	14
5.1. MODELLO DI CALCOLO	14
5.2. RISULTATI	14
5.3. CALCOLO DEL RINFORZO	17
6. CONSOLIDAMENTO SOLAIO DI COPERTURA PRIMO PIANO - SALA DELLO ZODIACO.....	18
7. RINFORZO PARETE IN FALSO SU SOLAIO DELLA SALA DELLO ZODIACO.....	20
8. CONSOLIDAMENTO SOLAIO DI COPERTURA PIANO SECONDO.....	21
8.1. ZONA RESIDENZIALE	22
8.2. ZONA LOCALE TECNICO	24
8.3. ZONA DEPOSITO	26
9. MODIFICA APERTURE PARETI PIANO SECONDO.....	28
10. CERCHIATURA METALLICA SECONDO PIANO	28
10.1. VERIFICA DELLA CERCHIATURA	28
10.2. VERIFICA DEL NODO	41
10.3. OSSERVAZIONI	43
11. SCALA IN LEGNO	44
12. CERCHIATURA DEI CAMINI	45
13. CONSOLIDAMENTO DELLE COLONNE DEL PORTICO.....	46

RELAZIONE DI CALCOLO

1. INTRODUZIONE

La seguente relazione di calcolo riguarda gli interventi locali da realizzarsi presso il fabbricato ad uso pubblico denominato "Mulino e Palazzo Rosso" sito a Bentivoglio via Marconi 5, di proprietà dell'Amministrazione Comunale, avente i seguenti dati catastali:

- Palazzo Rosso - piano secondo: foglio 27, mappale 2, subalterni 23 e 24;
- Palazzo Rosso - sottotetto: foglio 27, mappale 2, subalterno 27;
- Ex Mulino Pizzardi - sottotetto: foglio 27, mappale 2, subalterno 38.

Gli interventi riguardano in particolare il fabbricato denominato Palazzo Rosso.

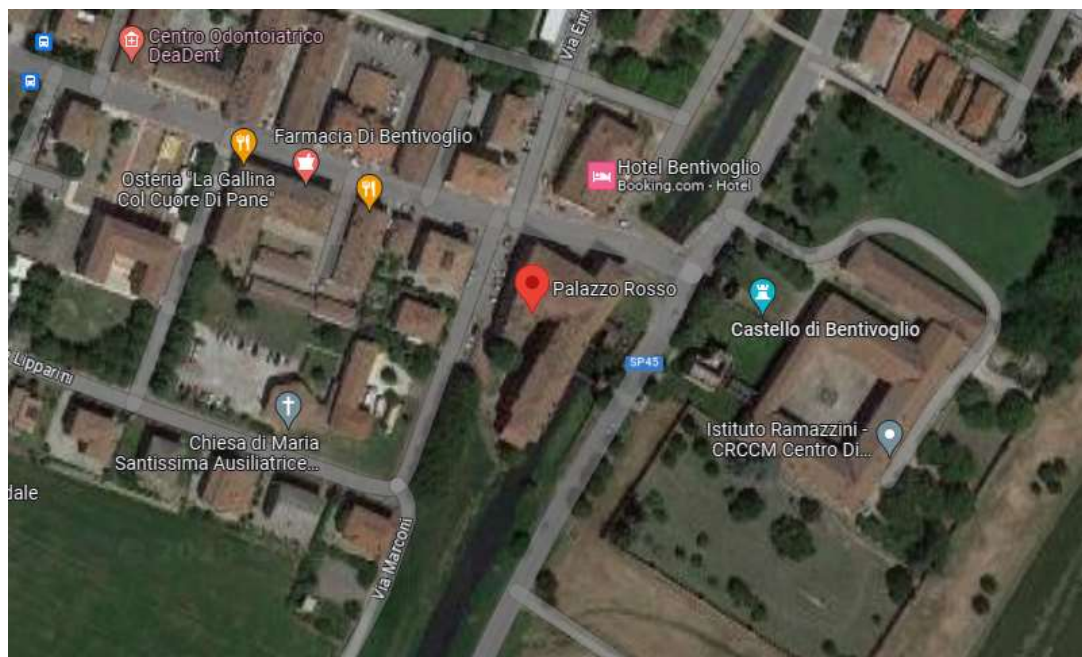


Figura 1 Individuazione del fabbricato



Figura 2 Vista di Palazzo Rosso

2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

- a) *Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica;*

Il fabbricato, ubicato presso il Comune di Bentivoglio, si affaccia sul canale Navile, ed è identificato dalle seguenti coordinate geografiche: latitudine 44°38'4" e longitudine 11°25'14"; per quanto riguarda il contesto edilizio si rimanda agli elaborati architettonici. Trattandosi di interventi locali, le caratteristiche geologiche e idrogeologiche non sono state indagate.

- b) *Descrizione generale della struttura, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico;*

Palazzo Rosso presenta una struttura in muratura piena, con pianta pressoché rettangolare e una loggetta, adibita a terrazzo al piano primo, sul lato sud-ovest.

La costruzione è realizzata su quattro livelli, rispettivamente piano terra, piano primo, piano secondo e sottotetto; le murature portanti sono per la maggior parte a due teste. Sono presenti diverse tipologie di solaio: a volta, a volterrane, a voltine, in legno; le strutture di fondazione non sono state indagate.

Gli interventi strutturali di palazzo rosso sono limitati esclusivamente all'adeguamento statico delle strutture esistenti senza variane il comportamento globale nell'ottica di un intervento locale. Nello specifico gli interventi previsti sono:

-Piano primo: la struttura del solaio è a volte con eccezione della sala dello zodiaco dove vi è una struttura in profili metallici e volteggianti probabilmente dovuta ad un intervento postumo per irrigidire il solaio e conservare gli affreschi. Su questo solaio grava una parete portante in falso che viene sostenuta dall'alto mediante pendinatura al solaio soprastante. Guardando attentamente, tale parete deve aver dato dei problemi di fessurazione sugli affreschi e da questo è derivata la necessità di pendinatura.

L'intervento a progetto prevede il consolidamento con cappa del solaio in acciaio e la manutenzione con consolidamento leggero delle volte mediante ripristino del cretonato con malte prive di cemento. Le volte verranno poi riempite con leca leggermente cementata. Tale intervento risulta necessario nella parte in acciaio in quanto il solaio risulta sottodimensionato mentre nella parte con volte risulta necessario al fine di non appesantire il solaio esistente e quindi trasmettere le stesse sollecitazioni dello stato di fatto ai maschi murari. Si consiglia comunque l'intervento sulle volte in quanto queste dai saggi effettuati risultano costituite da un doppio strato di mattoni in foglio, quindi, presentano una vulnerabilità intrinseca ai carichi di non facile valutazione.

-Piano secondo: è previsto solo un consolidamento del solaio di copertura con cappa da eseguirsi a parità dei carichi dello stato di fatto.

Oltre agli interventi sui solai è previsto il consolidamento dei camini e delle colonne del portico del lato ovest.

Il primo intervento è dovuto alla presenza di camini sul prospetto principale che risultano altamente vulnerabili alle sollecitazioni sismiche; per questi si è previsto una cerchiatura con puntone. L'intervento non è invisibile ma è completamente reversibile ed è già stato testato a Bondeno su camini di uguale tipologia ed è leggerissimo.

L'altro intervento che viene raccomandato è quello di consolidamento delle colonne del portico. Tale intervento è fuori dal limite dell'appalto ma il quadro fessurativo delle colonne denota una problematica di esplosione per eccesso di carico di punta. La causa del quadro fessurativo sembra che sia da imputarsi ad un cedimento differenziale tra le colonne del portico e il resto dell'edificio, quindi, è compatibile con uno spostamento verticale dell'edificio rispetto al portico. Per avvalorare tale ipotesi occorre un grado di conoscenza maggiore del manufatto, in ogni caso è innegabile che attualmente tutte e quattro le colonne hanno delle lesioni verticali passanti molto accentuate e se il motivo di tale lesione è dovuta al cinematismo prima descritto è plausibile che possano rompersi definitivamente in modo fragile. Si consiglia pertanto una messa in sicurezza mediante cerchiature metalliche.

Si riportano di seguito degli stralci dell'elaborato ST.04.03 "Stato di Progetto":

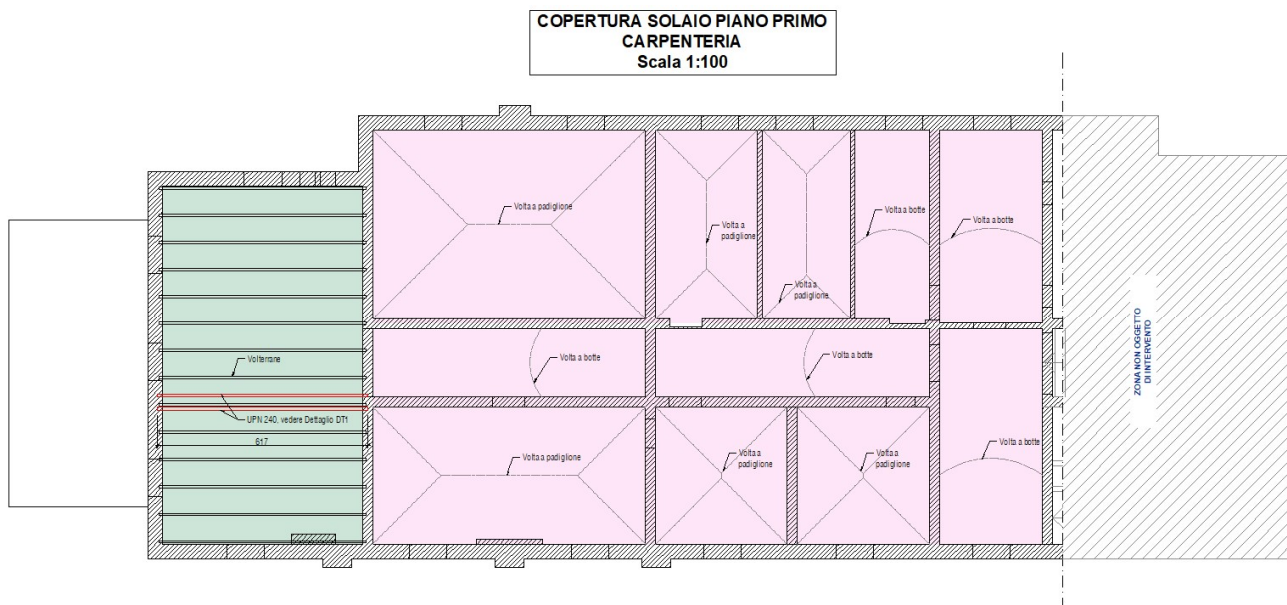


Figura 3 Carpenteria di progetto - solaio di copertura piano primo

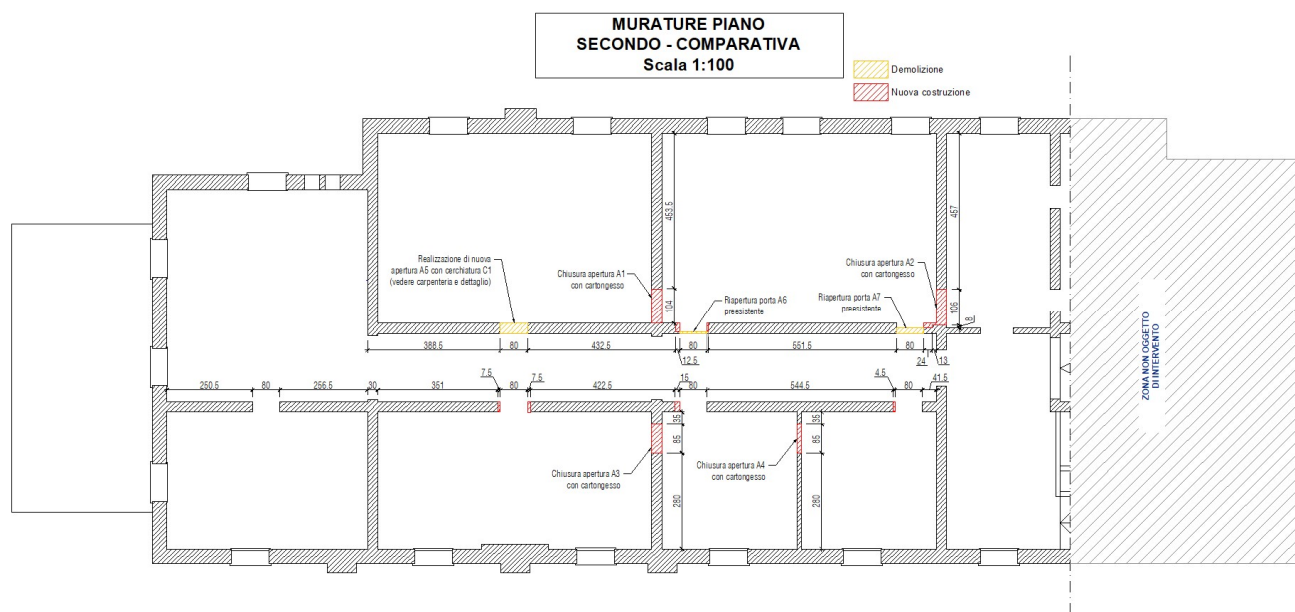


Figura 4 Comparativa murature piano secondo

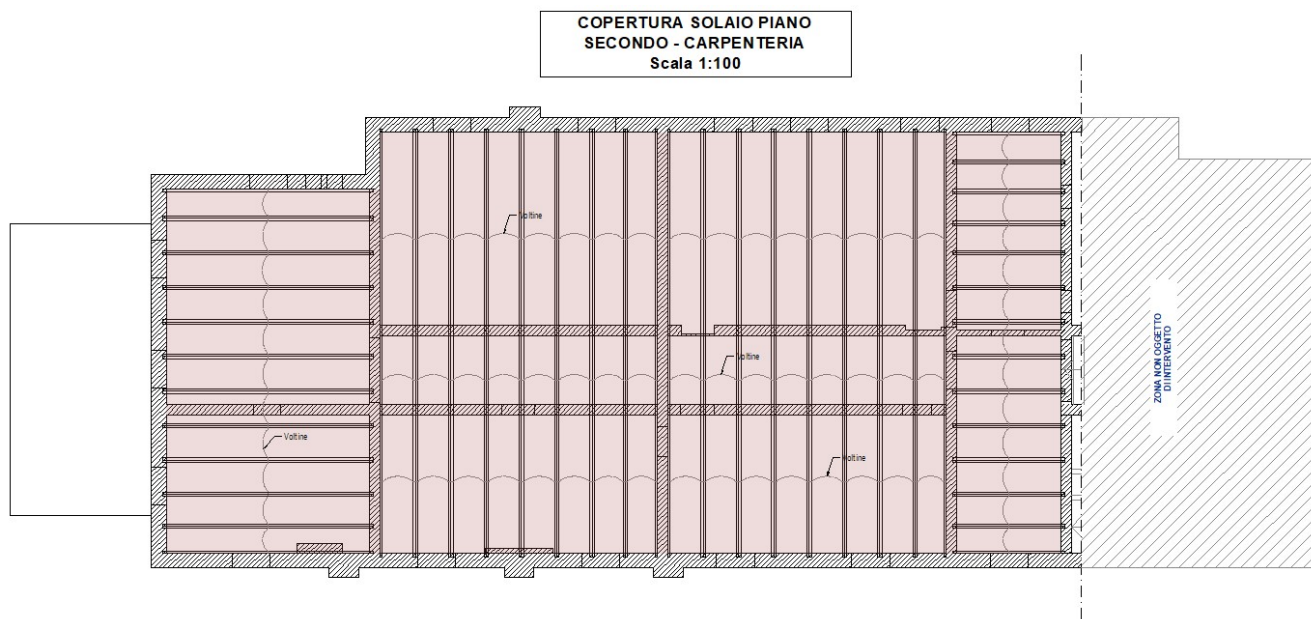


Figura 5 Carpenteria di progetto – solaio di copertura piano secondo

In sintesi gli interventi previsti sono:

- il consolidamento delle volte al piano primo;
- il consolidamento del solaio di copertura a volterrane del piano primo;
- il rinforzo della parete in falso sul solaio di copertura a volterrane della Sala dello Zodiaco;
- il consolidamento del solaio di copertura a volte del piano secondo;
- la modifica di alcune aperture al piano secondo;
- la realizzazione di una cerchiatura;
- cerchiatura dei camini;
- il consolidamento delle colonne del portico.

Tali interventi sono descritti in dettaglio nell'elaborato grafico ST.04.03 "Stato di Progetto".

Per le destinazioni d'uso si rimanda al paragrafo 5 "Azioni sulla costruzione".

La modifica delle aperture e la realizzazione della cerchiatura si sono rese necessarie per adattare Palazzo Rosso al nuovo progetto architettonico e alla nuova distribuzione degli ambienti, in particolare al secondo piano.

c) *Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica;*

Si rimanda al paragrafo 3 "Normativa di riferimento".

d) *Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale – V_N , classe d'uso, periodo di riferimento – V_R , categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali;*

Trattandosi di interventi locali, i parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito non sono stati definiti.

Per le azioni considerate sulla costruzione si rimanda al paragrafo 4 "Azioni sulla costruzione".

e) *Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati;*

Per la relazione sui materiali si veda la specifica relazione dei materiali.

f) *Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità – CD, regolarità in pianta ed in alzata, tipologia strutturale, fattore di struttura – q e relativa giustificazione, stati limite indagati, giunti di separazione fra struttura contigue, criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati;*

Trattandosi di interventi locali, tali criteri di progettazione e modellazione non sono stati presi in considerazione.

g) *Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti di combinazione;*

Si rimanda al paragrafo 4 "Azioni sulla costruzione".

h) *Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa: analisi lineare e non lineare (precisazione del fattore $\Theta = P \cdot d / V \cdot h$), analisi statica o dinamica (periodo $T_1 < 2.5T_C$ o T_D , regolarità in altezza);*

Trattandosi di interventi locali inerenti a dei solai e alla modifica di alcune aperture e alla realizzazione di una cerchiatura, non sono state condotte analisi sismiche.

i) *Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:*

- *Stati limite ultimi, in termini di resistenza, di duttilità e di capacità di deformazione*
- *Stati limite di esercizio, in termini di resistenza e contenimento del danno agli elementi non strutturali;*

Trattandosi di interventi locali inerenti a dei solai e alla modifica di alcune aperture e alla realizzazione di una cerchiatura, l'azione sismica non è stata presa in considerazione.

j) *Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell'analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati;*

Si rimanda ai paragrafi 5, 6, 7, 8, 10 relativi ai calcoli svolti.

k) *Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo;*

Si rimanda ai paragrafi 5, 6, 7, 8, 10 relativi ai calcoli svolti.

l) *Con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione: fasi di realizzazione dell'opera (se pertinenti), sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali, distorsioni angolari, verifiche di stabilità terreno-fondazione eseguite, ed altri aspetti e risultati significativi della progettazione di opere particolari;*

Trattandosi di interventi locali, le strutture di fondazione non sono state oggetto di intervento.

m) Indicazione della categoria di intervento previsto e motivazione della scelta adottata;

Gli interventi sopra indicati rientrano nella categoria degli interventi locali per i seguenti motivi:

- I carichi dello stato di progetto sono complessivamente inferiori o uguali ad i relativi carichi nello stato di fatto, pertanto, la condizione di sicurezza dei maschi murari e delle fondazioni non viene ridotta;
- Le cappe in c.a. collaboranti coi profili esistenti in acciaio determinano una sezione composta che permette di aumentare le caratteristiche di resistenza e duttilità dei solai;
- Le cappe in c.a. collaboranti ed i consolidamenti delle volte non sono collegati ai maschi murari perimetrali, pertanto, non si va a modificare la ripartizione delle sollecitazioni sotto azioni orizzontali;
- La cerchiatura metallica non modifica significativamente rigidità e resistenza nei confronti delle azioni orizzontali, e capacità di deformazione della struttura, come mostrato nel paragrafo 10.

n) Descrizione della struttura esistente nel suo insieme, delle eventuali interazioni con altre unità strutturali e delle modalità con cui di ciò si è tenuto conto, dei principali interventi realizzati nel tempo, nonché sintesi delle vulnerabilità riscontrate, derivanti dal rilievo strutturale;

Trattandosi di interventi locali, non sono stati analizzati eventuali interazioni con altre unità strutturali e interventi realizzati nel tempo.

I sopralluoghi effettuati hanno messo in evidenza la necessità di incrementare il livello di sicurezza sotto ai carichi verticali dei solai di copertura del piano primo e secondo per migliorarne la resistenza e la deformabilità.

o) Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti le strutture interessate dall'intervento, in relazione ad eventuali indagini specialistiche condotte o ad altro materiale disponibile, e conseguente determinazione dei livelli di conoscenza e dei corrispondenti fattori di confidenza;

Per la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali costituendo le strutture interessate dall'intervento e alla conseguente determinazione dei livelli di conoscenza e dei corrispondenti fattori di confidenza si rimanda alla specifica relazione dei materiali.

p) Risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento, in condizioni statiche e sismiche;

Per i risultati inerenti al livello di sicurezza post intervento in condizioni statiche si rimanda ai paragrafi 5, 6, 7, 8, 10 relativi ai calcoli svolti; trattandosi di interventi locali inerenti a dei solai, alla modifica di alcune aperture e alla realizzazione di una cerchiatura le condizioni sismiche non sono state considerate.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione, i calcoli delle strutture, e le disposizioni esecutive sono stati svolti in conformità alle disposizioni delle normative e delle istruzioni di seguito richiamate:

- DM INFRASTRUTTURE 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Normative Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2018).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 17 gennaio 2018

4. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

4.1. ANALISI DEI CARICHI - STATO DI FATTO

Per l'individuazione in pianta dei solai si rimanda all'elaborato ST.04.02 “Stato di Fatto”.

SOLAIO 1A			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
profilo tipo IPN h=20cm i =80cm	0.27	[KN/m ²]	27
Volterrane	0.80	[KN/m ²]	80
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento in sabbia	1.70	[KN/m ²]	170
Sottofondo	1.00	[KN/m ²]	100
Pavimento in piastrelle	0.30	[KN/m ²]	30
Controsoffitto affrescato	0.60	[KN/m ²]	60
Gk-Totale permanenti	4.67	[KN/m ²]	467
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. A Ambienti ad uso residenziale	2.00	[KN/m ²]	200
Totale	6.67	[KN/m ²]	667

SOLAIO 2A			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Volta in muratura in foglio su due strati	2.70	[KN/m ²]	270
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento con sabbia	20.06	[KN/m ²]	2006
Sottofondo in malta	0.40	[KN/m ²]	40
Vecchia pavimentazione in tavelle	0.60	[KN/m ²]	60
Sottofondo in malta	0.70	[KN/m ²]	70
Pavimentazione in marmetta	0.30	[KN/m ²]	30
Intonaco affrescato	0.60	[KN/m ²]	60
Gk-Totale permanenti	25.36	[KN/m ²]	2536
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. A Ambienti ad uso residenziale	2.00	[KN/m ²]	200
Totale	27.36	[KN/m ²]	2736

SOLAIO 3A			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Volta in muratura in foglio su due strati	2.70	[KN/m ²]	270
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento con sabbia	20.06	[KN/m ²]	2006
Malta magra	1.00	[KN/m ²]	100
Sabbia	1.70	[KN/m ²]	170
Sottofondo in malta	0.40	[KN/m ²]	40
Vecchia pavimentazione in tavelle	0.55	[KN/m ²]	55
Supporto in gesso	0.10	[KN/m ²]	10
Tavolato e moquette	0.20	[KN/m ²]	20
Intonaco affrescato	0.60	[KN/m ²]	60
Gk-Totale permanenti	27.31	[KN/m ²]	2731
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. A Ambienti ad uso residenziale	2.00	[KN/m ²]	200
Totale	29.31	[KN/m ²]	2931

SOLAIO 4A			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
profilo tipo IPN h=20cm i =80cm	0.27	[KN/m ²]	27
Volterrane	0.60	[KN/m ²]	60
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento in sabbia	2.04	[KN/m ²]	204
Sottofondo	0.60	[KN/m ²]	60
Pavimento in piastrelle	0.30	[KN/m ²]	30
Controsoffitto affrescato	0.60	[KN/m ²]	60
Gk-Totale permanenti	4.41	[KN/m ²]	441
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. A Ambienti ad uso residenziale	2.00	[KN/m ²]	200
Totale	6.41	[KN/m ²]	641

SOLAIO 5A			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Doppio profilo tipo UPN i=102 cm	0.46	[KN/m ²]	46

Voltine	0.90	[KN/m ²]	90
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento	1.08	[KN/m ²]	108
Sabbia	0.85	[KN/m ²]	85
Malta	0.40	[KN/m ²]	40
Tavelle	0.60	[KN/m ²]	60
Intonaco	0.30	[KN/m ²]	30
Gk-Totale permanenti	4.59	[KN/m ²]	459
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. E1 Magazzino	6.00	[KN/m ²]	600
Totale	10.59	[KN/m ²]	1059

SOLAIO DI COPERTURA			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Tavolato	0.30	[KN/m ²]	30
Orditura principale	0.40	[KN/m ²]	40
Orditura secondaria	0.09	[KN/m ²]	9
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Guaina	0.10	[KN/m ²]	10
Manto di copertura	0.80	[KN/m ²]	80
Gk-Totale permanenti	1.69	[KN/m ²]	169
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Neve	1.20	[KN/m ²]	120
Totale	2.89	[KN/m ²]	289

4.2. ANALISI DEI CARICHI - STATO DI PROGETTO

Per l'individuazione in pianta dei solai si rimanda all'elaborato ST.04.03 "Stato di Progetto".

SOLAIO 1A			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
profilo tipo IPN h=20cm i =80cm	0.27	[KN/m ²]	27
Volterrane	0.80	[KN/m ²]	80
Soletta Leca 1800	0.90	[KN/m ²]	90
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento in Leca 680	0.68	[KN/m ²]	68
Pavimento in piastrelle	0.30	[KN/m ²]	30
Massetto	0.40	[KN/m ²]	40

Controsoffitto affrescato	0.60	[KN/m ²]	60
Gk-Totale permanenti	3.05	[KN/m ²]	305
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. C1 Associazione culturale	3.00	[KN/m ²]	300
Totale	6.05	[KN/m ²]	605

SOLAIO 2A			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Volta in muratura in foglio su due strati	2.70	[KN/m ²]	270
Rinforzo volta	0.60	[KN/m ²]	60
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento in Leca 680	17.68	[KN/m ²]	1768
Sottofondo	1.65	[KN/m ²]	165
Pavimentazione in tavelle	0.60	[KN/m ²]	60
Intonaco affrescato	0.60	[KN/m ²]	60
Gk-Totale permanenti	23.23	[KN/m ²]	2323
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. C1 Associazione culturale	3.00	[KN/m ²]	300
Totale	26.23	[KN/m ²]	2623

SOLAIO 3A - zona residenziale			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Doppio profilo tipo UPN i=102 cm	0.46	[KN/m ²]	46
Voltine	0.90	[KN/m ²]	90
Soletta Leca 1800	0.90	[KN/m ²]	90
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento in Leca 680	0.41	[KN/m ²]	41
Massetto	0.40	[KN/m ²]	40
Tavelle	0.60	[KN/m ²]	60
Intonaco	0.30	[KN/m ²]	30
Tamponamenti	0.80	[KN/m ²]	80
Gk-Totale permanenti	4.77	[KN/m ²]	477
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. A Ambienti ad uso residenziale	2.00	[KN/m ²]	200
Totale	6.77	[KN/m ²]	677

SOLAIO 3A - zona deposito			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Doppio profilo tipo UPN i=102 cm	0.46	[KN/m ²]	46
Voltine	0.90	[KN/m ²]	90
Leca 1800	0.90	[KN/m ²]	90
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento Leca 680	0.41	[KN/m ²]	41
Massetto	0.40	[KN/m ²]	40
Tavelle	0.60	[KN/m ²]	60
Intonaco	0.30	[KN/m ²]	30
Gk-Totale permanenti	3.97	[KN/m ²]	397
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. E1 Magazzino	6.00	[KN/m ²]	600
Totale	9.97	[KN/m ²]	997

SOLAIO 3A - zona impianti			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Doppio profilo tipo UPN i=102 cm	0.46	[KN/m ²]	46
Voltine	0.90	[KN/m ²]	90
Leca 1800	0.90	[KN/m ²]	90
G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Riempimento Leca 680	0.41	[KN/m ²]	41
Massetto	0.40	[KN/m ²]	40
Tavelle	0.60	[KN/m ²]	60
Intonaco	0.30	[KN/m ²]	30
Gk-Totale permanenti	3.97	[KN/m ²]	397
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Var. Impianti	3.00	[KN/m ²]	300
Totale	6.97	[KN/m ²]	697

SOLAIO DI COPERTURA			
G1-Carichi permanenti strutturali			[daN/m ²]
Tavolato	0.30	[KN/m ²]	30
Orditura principale	0.40	[KN/m ²]	40
Orditura secondaria	0.09	[KN/m ²]	9

G2-Carichi permanenti non strutturali			[daN/m ²]
Guaina	0.10	[KN/m ²]	10
Isolante	0.20	[KN/m ²]	20
Manto di copertura	0.80	[KN/m ²]	80
Gk-Totale permanenti	1.89	[KN/m²]	189
Qk-Carichi variabili			[daN/m ²]
Neve	1.20	[KN/m ²]	120
Totale	3.09	[KN/m²]	309

4.3. DETERMINAZIONE DEL CARICO DELLA NEVE

CARICO NEVE lavoro : 717002
Unità di misura : cm ; Kg/cm² ; Kg/cm

Zona 1
Altitudine [m]: 19
Periodo di Ritorno [anni]: 50

qsk (carico neve al suolo) = .015296

COPERTURA A DUE FALDE

alfa1 (inclinazione della falda1 [°]) = 17
alfa2 (inclinazione della falda2 [°]) = 17

	mu	qs	qe
mu1(alfa1)	.8	.012237	.587
0.5mu1(alfa1)	.4	.006118	.073
mu1(alfa2)	.8	.012237	.587
0.5mu1(alfa2)	.4	.006118	.073

4.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

In base al paragrafo 2.5.3 delle NTC2018 sono state utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale (SLU) per le verifiche di resistenza:

$$Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_{Q1} \cdot Q_1 + Y_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_2 + \dots$$

Combinazione caratteristica (SLE) per le verifiche di deformabilità, in particolare per il calcolo delle frecce istantanee:

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} \cdot Q_2 + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE) per le verifiche di deformabilità, in particolare per il calcolo delle frecce a tempo infinito:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_1 + \psi_{22} \cdot Q_2 + \dots$$

Combinazione sismica per la valutazione della resistenza e capacità di deformazione dei maschi murari e della cerchiatura sotto azioni orizzontali

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_1 + \psi_{22} \cdot Q_2 + \dots$$

In cui:

G_1 = carichi permanenti strutturali;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_{G1} = coefficiente parziale per carichi permanenti strutturali;

γ_{G2} = coefficiente parziale per carichi permanenti non strutturali;

Ψ_{0i} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili $Q_{K,i}$

$Q_{K,i}$ = valori caratteristici delle azioni variabili.

Si fa presente che, nella combinazione sismica, "E" rappresenterebbe l'azione sismica per lo stato limite in esame; tale azione non è stata valutata per la cerchiatura, ma sono stati adottati i coefficienti di combinazione relativi a tale combinazione per determinare il deficit di taglio per cui devono essere progettati i montanti della cerchiatura.

5. CONSOLIDAMENTO VOLTE PRIMO PIANO

5.1. MODELLO DI CALCOLO

E' stata modellata la volta in muratura più grande, utilizzando il software agli elementi finiti Dolmen21 e adoperando elementi "guscio" di spessore pari a quello della muratura costituente la volta, che è stata considerata appoggiata.

Ai gusci sono stati applicati i carichi dello stato di progetto riportati nel paragrafo 4 inerente all'analisi dei carichi, considerando tre valori di carico inerenti al riempimento, in funzione della curvatura, di valore crescente avvicinandosi all'imposta.

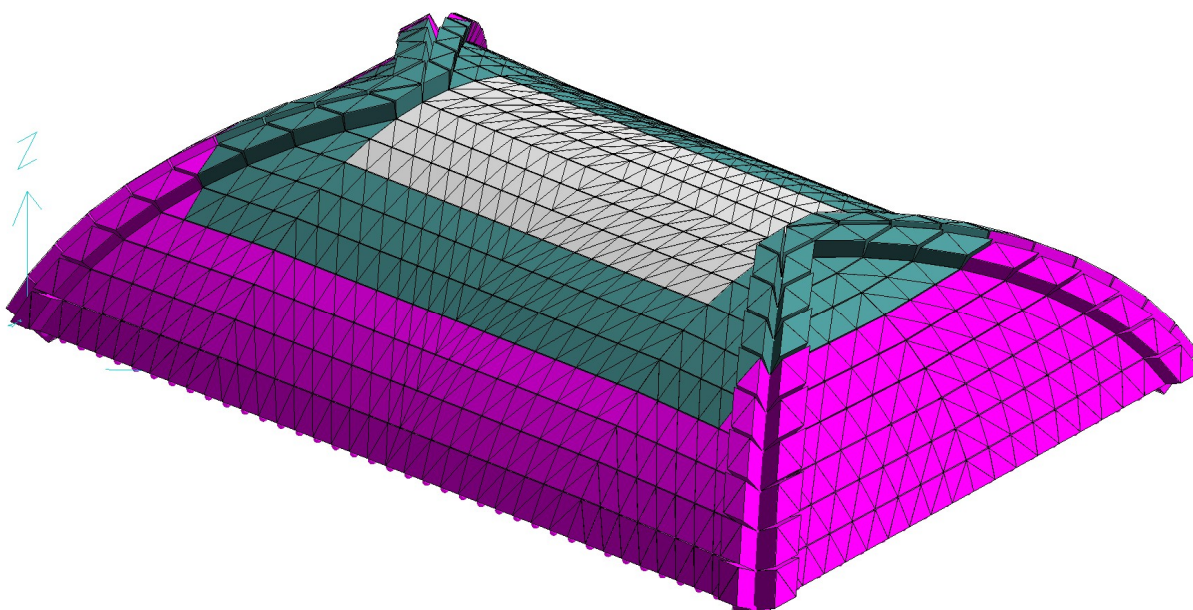


Figura 6 Vista 3D del modello

5.2. RISULTATI

Si riportano di seguito gli andamenti dei momenti flettenti lungo X e lungo Y, e dei momenti flettenti principali M1 ed M2.

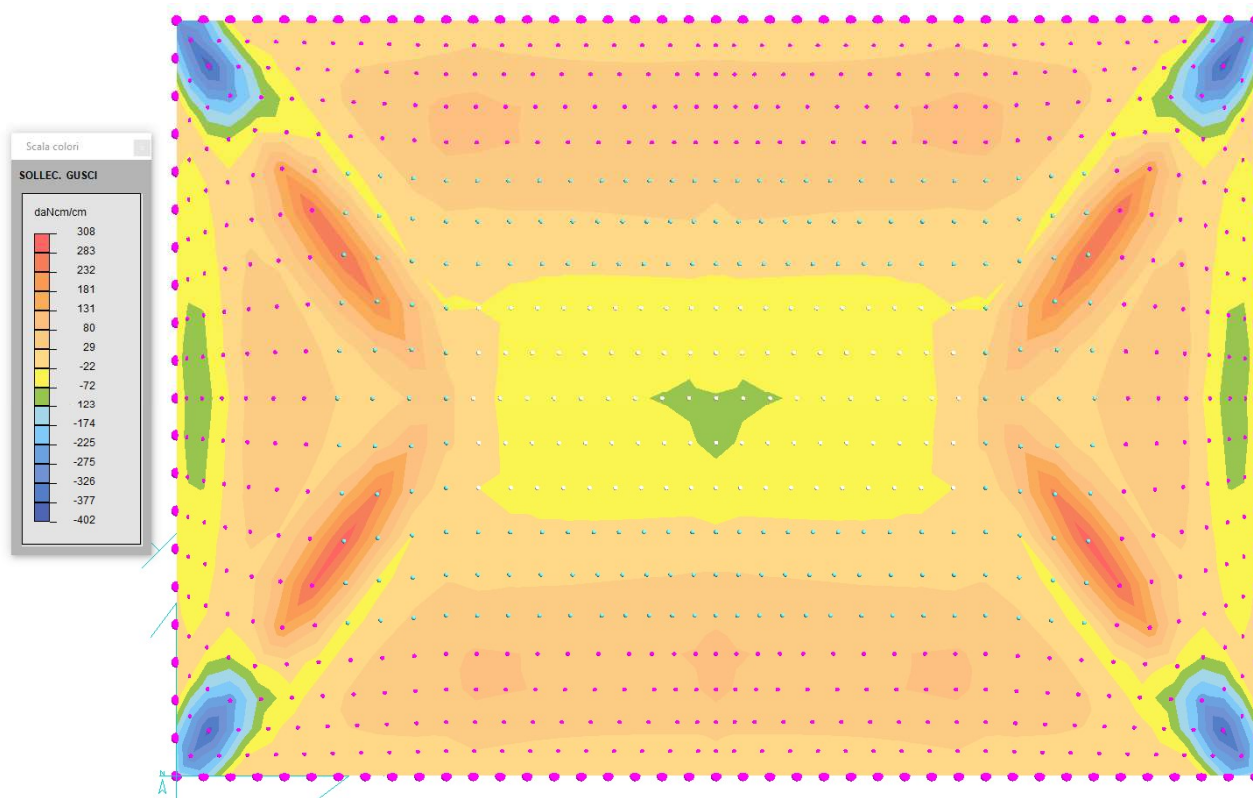


Figura 7 diagramma momento Mx [daNcm/cm]

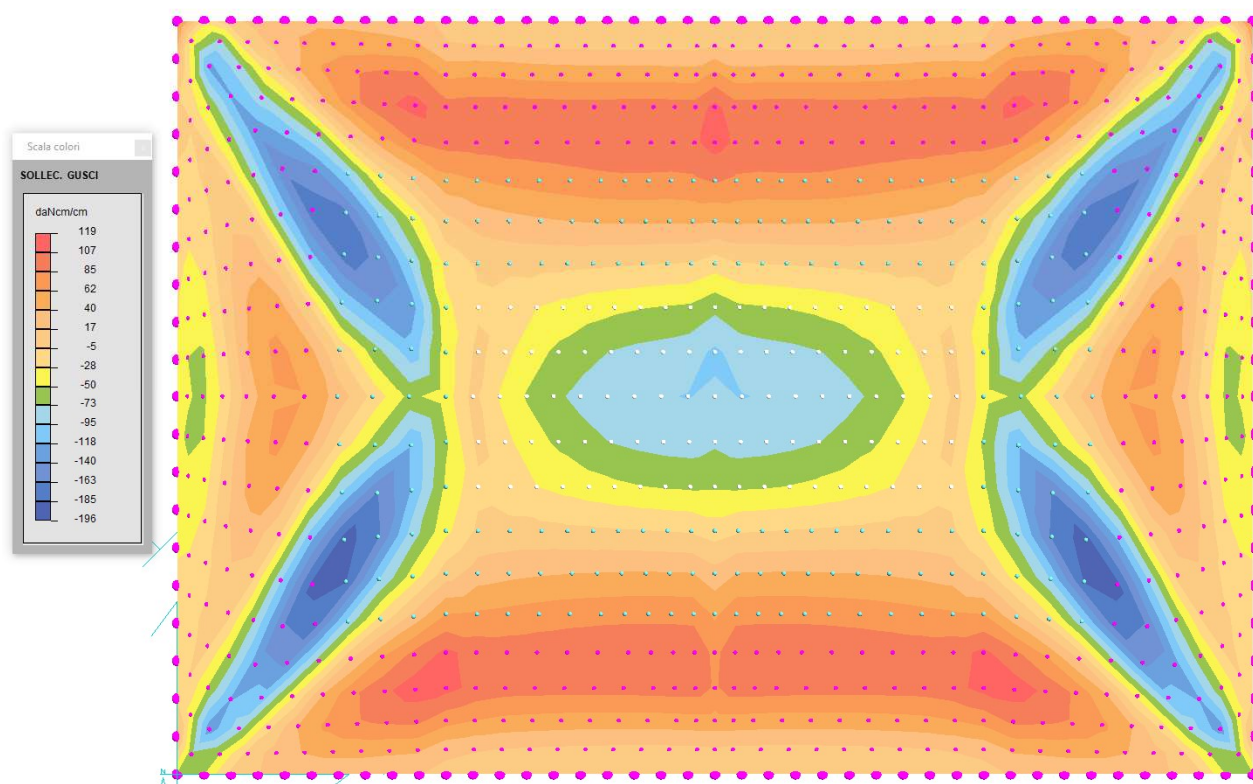


Figura 8 diagramma momento My [daNcm/cm]

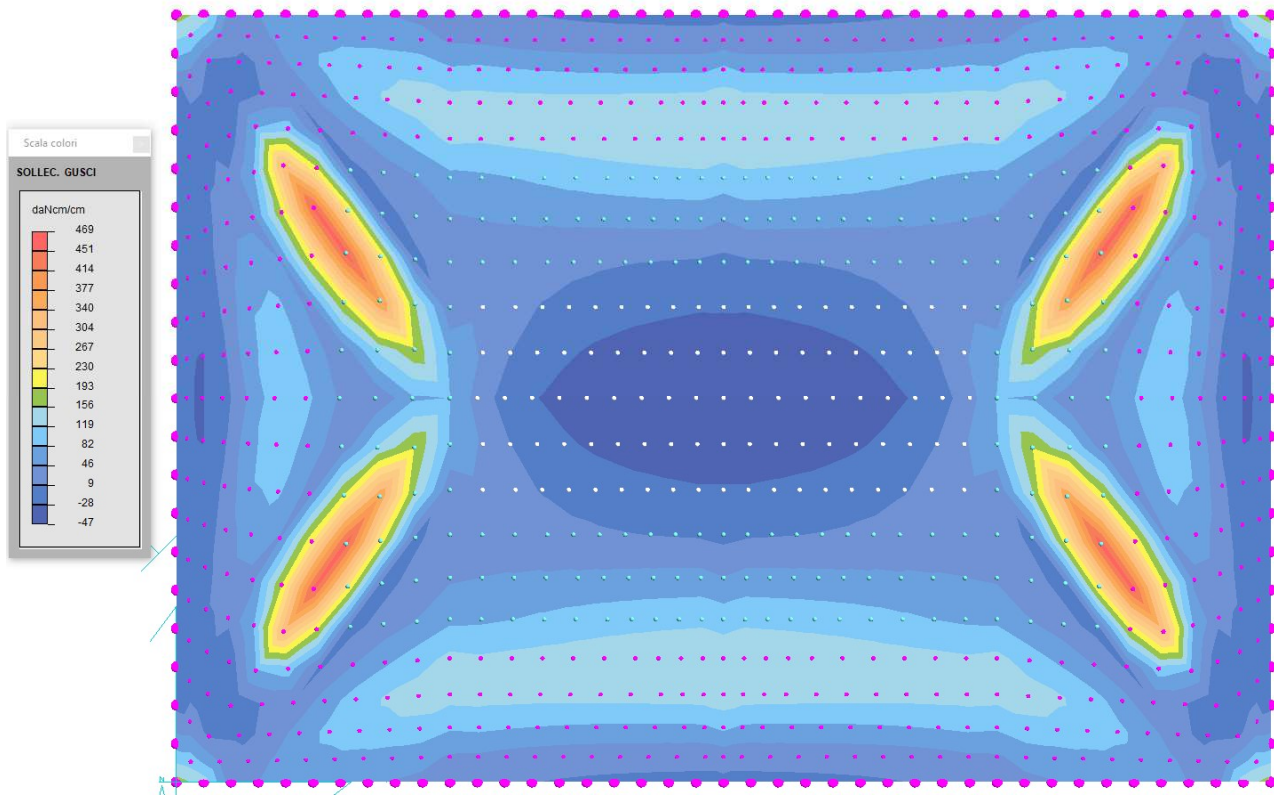


Figura 9 diagramma momento principale M1 [daNcm/cm]

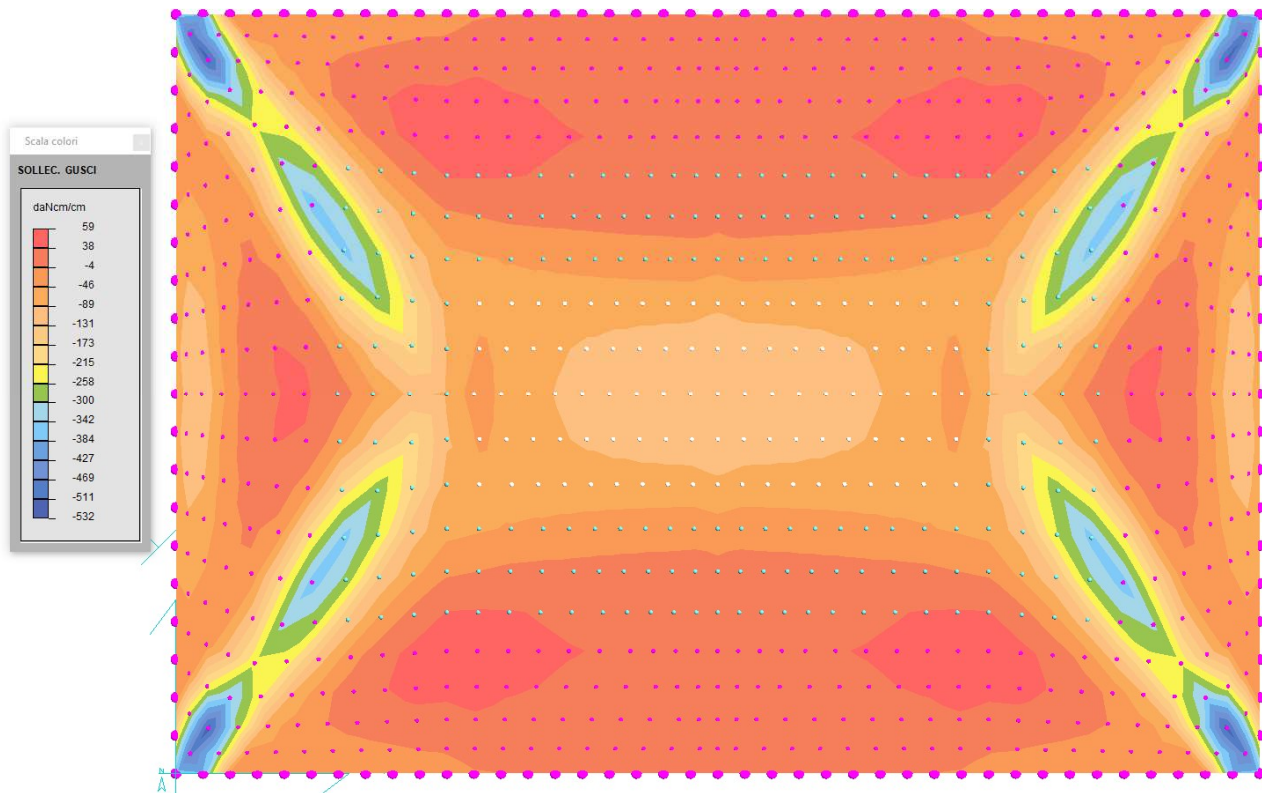


Figura 10 diagramma momento principale M2 [daNcm/cm]

Si riporta di seguito l'andamento dei momenti vettoriali principali M1 ed M2; i valori verdi sono positivi, i valori rossi sono negativi

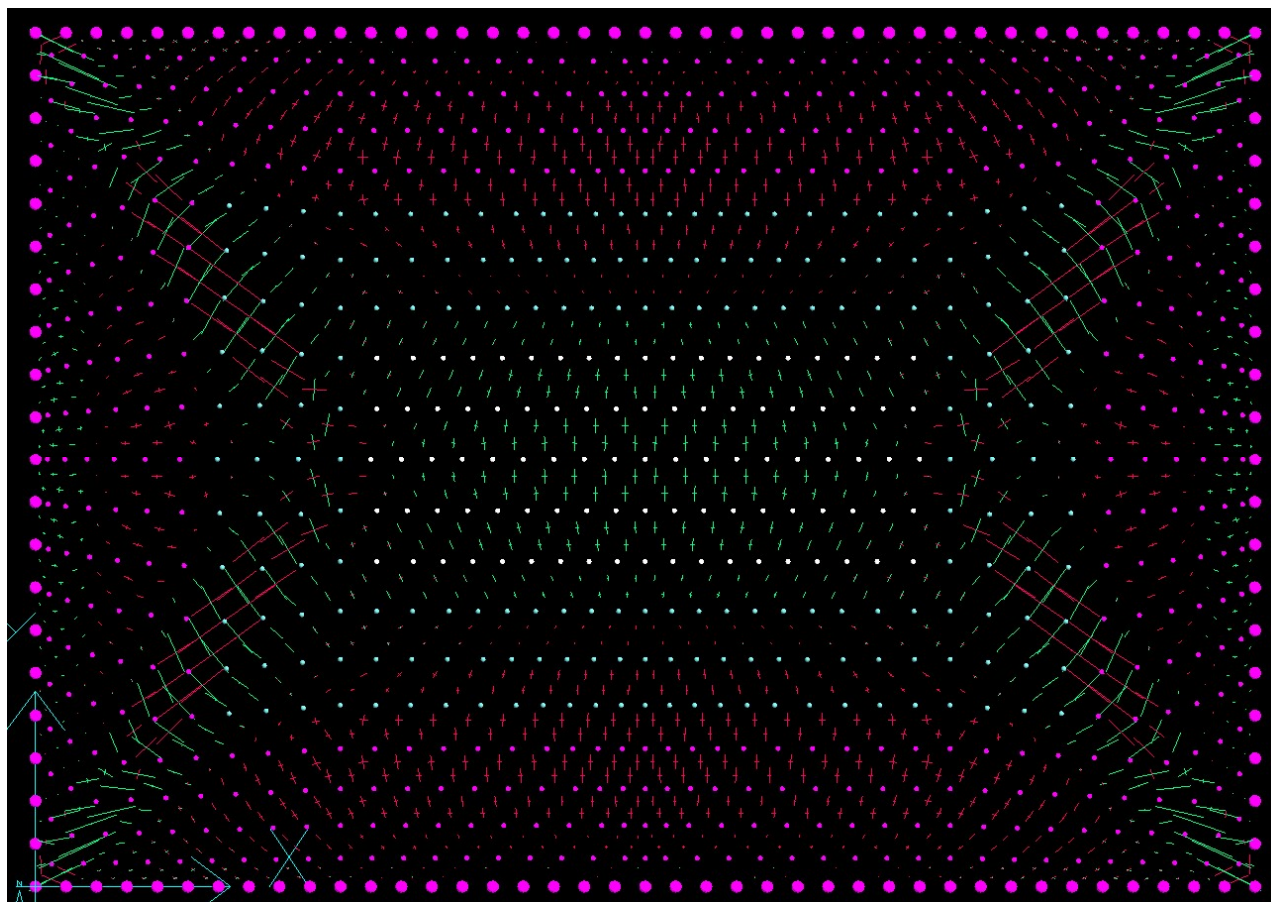


Figura 11 diagramma vettoriale M1 e M2

5.3. CALCOLO DEL RINFORZO

E' prevista l'applicazione all'estradosso della volta di uno strato di malta tipo Geocalce G antisismico della Kerakoll, e di una rete tipo Geosteel Grid 200 della Kerakoll, avente un carico a trazione per unità di larghezza pari a 40 kN/m.

Si considera una sezione rettangolare di base un metro e altezza 15 cm (12 cm di altezza della volta e 3 cm di spessore del rinforzo) e si considera un'armatura equivalente avente sezione pari a 1,02 cm², tale per cui moltiplicando la sezione per la resistenza dell'acciaio pari a $f_{yd}=3913$ daN/cm² si ottiene la resistenza della rete di 40kN.

Il momento resistente, a metro lineare, calcolato applicando il rinforzo nell'ipotesi di resistenza a trazione nulla della muratura, è pari a 5,324 kNm.

Tale valore viene confrontato con il valore più alto del momento principale, pari a 469 daNcm/cm, ovvero 4,69 kNm in una striscia larga un metro.

Il rinforzo risulta essere verificato.

6. CONSOLIDAMENTO SOLAIO DI COPERTURA PRIMO PIANO - SALA DELLO ZODIACO

Il solaio di copertura del primo piano, in corrispondenza della sala dello zodiaco, è costituito da profili tipo IPN alti 20 cm e volterrane ad interasse di circa 80 cm, e presenta una luce L di circa 590 cm; è previsto il consolidamento tramite il getto di una soletta collaborante in calcestruzzo tipo Leca 1800 e connettori tipo Tecnaria CTF 12/40 posti ad interasse di 25 cm dagli appoggi fino ad un tratto pari a L/4, e ad interasse 30 cm altrove.

I calcoli sono stati effettuati con il software messo a disposizione da Tecnaria, di cui si riporta il tabulato riassuntivo.

T

TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo

Dati di calcolo 1/2

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento:NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma:5.0.1.0

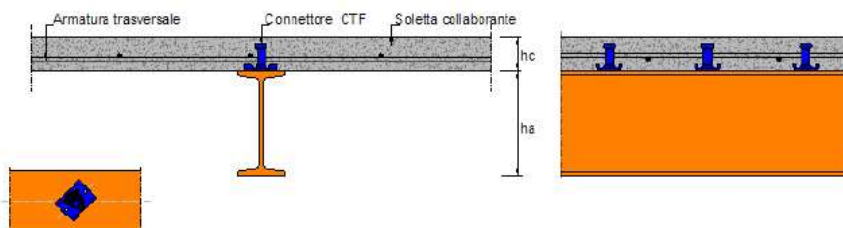
Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori:Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.

Progetto:

Progettista:

Solaio:

Tipologia	Soletta piena.		Coefficienti di sicurezza	
	Trave non puntellata		Azioni - Permanenti: 1.30	
	Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.		Azioni - Perm. non strutturali: 1.30	
	Ambiente: secco		Azioni - Variabili: 1.50	
	Limite all'inflessione delta 2-L / 350		Materiali - Acciaio: 1.10	
	Limite all'inflessione finale = L / 250		Materiali - Calcestruzzo: 1.50	
			Materiali - Connettori: 1.25	
			Materiali - Acciaio per barre : 1.15	
			Materiali - Lamiera Grecata: 1.10	
Geometria	Luce di calcolo: 590.0 cm		Profilo metallico	
	Interasse travi: (b) 80.0 cm		Tipo: IPN 180	
	Spessore soletta: (hc) 5.0 cm		Altezza trave - ha: 180.0 mm	
			Larghezza ala superiore - bf: 82.0 mm	
			Spessore ala superiore - tf: 10.4 mm	
			Larghezza ala inferiore - bf: 82.0 mm	
			Spessore ala inferiore - tf: 10.4 mm	
			Spessore anima - tw: 6.9 mm	
			Raggio - r0: 6.9 mm	
			Raggio - r1: 4.1 mm	
			Area: 2790 mm2	
			Iy: 1450.0 cm4	
			Wy Sup: 161000 mm3	
			Wy inf: 161000 mm3	
			W Ply: 187000 mm3	
Cis	Leca CLS 1800		Acciaio	
	fck: 41 N/mm2		S235	
	Rok: 45 N/mm2		fy: 235 N/mm2	
	Peso specifico: 19.5 kN/m3		Es: 210000 N/mm2	
	Ecm: 25000 N/mm2			
Carichi	Peso proprio: 1.25 kN/m2		Tramezzi: 0.00 kN/m2	
	Altri permanenti di 1° fase: 0.00 kN/m2		Altri: 3.00 kN/m2	
	Sottofondo: 0.00 kN/m2		Variabili: 3.00 kN/m2	
	Pavimento: 0.00 kN/m2			





TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo

Verifiche 2/2

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma: 5.0.1.0

Progetto:
Progettista:
Solaio:

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU - Calcolo elastico

Azioni fase 1: 1.30 kN/m
Momento sollecitante - ME_d: 5.6 kNm
Momento resistente - MR_d: 34.4 kNm
Verifica momento: 0.16

Classe sezione acciaio: 1
Taglio sollecitante - VE_d: 3.8 kN
Taglio resistente - VR_d: 153.2 kN
Verifica taglio: 0.02

Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
Base efficace (B_{eff}): 80.0 cm
Asse neutro el. da estradosso: 8.7 cm
Momento sollecitante - ME_d: 34.9 kNm
Momento resistente - MR_d: 38.3 kNm
Verifica momento: 0.91

Calcolo elastico
Azioni: 8.02 kN/m
Altezza totale: 23.0 cm
Taglio sollecitante - VE_d: 23.6 kN
Taglio resistente VR_d: 153.2 kN
Verifica taglio: 0.15

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale: 0.0 mm
Delta 1 Trave in acciaio Peso proprio + Altri di prima fase: 5.2 mm
Delta 1 Trave mista Ulteriore carico permanente: 4.7 mm
Delta 2 Trave mista Carico variabile + Effetto viscosità: 6.6 mm
Delta 2 Trave mista Effetto ritiro cls: 6.7 mm
Delta 2 Totale: 13.4 mm = L / 442
Delta Finale Totale: 23.2 mm = L / 255

Asse neutro elastico dall'estradosso d_s: 8.7 cm
Coeff. di omogeneizzazione - n - istantaneo: 8.40 - a tempo infinito: 16.80
Momento di inerzia sezione omog. - I - istantaneo: 3875.8 cm⁴ - a tempo infinito: 3198.6 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta: 1.0
Frequenza fondamentale naturale: 5.9 Hz calcolata con combinazione frequente. psi = 0.7
Inflessione incrementata per effetto del ritiro.

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
N_c Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): 144
N_{c,f} Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): 596
N_{c,el} Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico M_{el}, R_d (kN): 177

Tipo Connettore: CTF 12/40
Altezza: 40 mm
Resistenza del connettore - PR_d: 32.10 kN

Resistenza connessione - PR_d * k: 32.10 kN
Connettore rigido Distribuzione connettori elastica variabile

Posizionamento connettori:	Lunghezza trave (cm)	Connettori per trave	Passo (cm)
Distribuzione uniforme:	590	21	30.0
-- alternativa --			
Distribuzione variabile:			
settore a sinistra	148	5	29.5
settore centrale	295	11	30.0
settore a destra	148	5	29.5
Totale		21	

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta Armatura trasversale soletta: 1.3 cm²/m

Note:

Il connettore va disposto con l'asse dei chiodi a 45° rispetto all'asse della trave.

La verifica del solaio nella direzione trasversale alle travi non è inclusa nella presente verifica.

7. RINFORZO PARETE IN FALSO SU SOLAIO DELLA SALA DELLO ZODIACO

E' previsto il rinforzo della parete in falso sul solaio di copertura della sala dello Zodiaco mediante l'inserimento alla base di due profili UPN 240 accoppiati e dimensionati per sopportare tutto il carico in termini di resistenza e di deformabilità come riportato nel dettaglio estrapolato dall'elaborato ST.04.03 "Stato di Progetto"

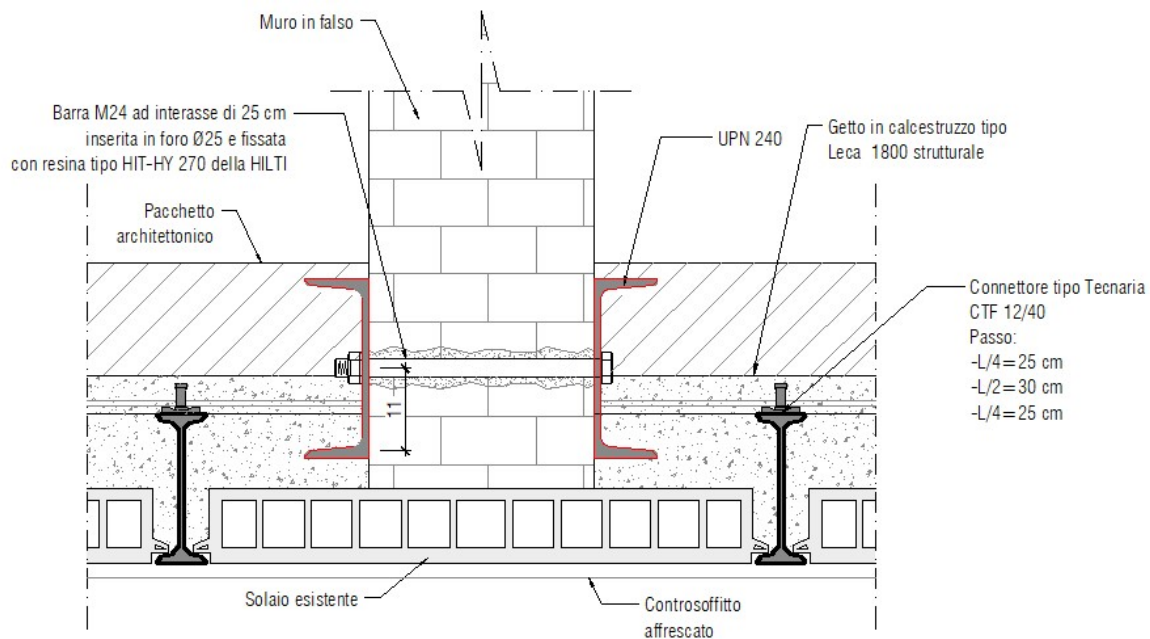


Figura 12 Dettaglio del rinforzo della parete in falso

Le dimensioni della parete, realizzata in muratura piena, sono approssimativamente 590x350x30cm, pertanto, il suo peso, allo SLU vale:

$$Q_{tot} = 1.3 \cdot 1800 \cdot (5.90 \cdot 3.50 \cdot 0.30) = 14\,496 \text{ daN}$$

Mentre il carico lineare vale:

$$q_{tot} = 14\,496 / 5.90 = 2457 \text{ daN/m} = 24.57 \text{ daN/cm}$$

Venendo la parete sostenuta da due profili UPN 240, ciascuna trave riceve un carico, incluso il peso proprio, pari a:

$$q = 24.57 / 2 + 1.3 \cdot 0.3321 = 12.72 \text{ daN/cm}$$

Allo SLU le sollecitazioni di taglio e momento flettente valgono rispettivamente:

$$V_{Ed} = q \cdot l / 2 = 12.72 \cdot 590 / 2 = 3\,752 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = q \cdot l^2 / 8 = 12.72 \cdot 590^2 / 8 = 553\,479 \text{ daNcm}$$

La resistenza a taglio vale:

$$V_{C,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 23,125 \cdot 2750 / (3^{1/2} \cdot 1.05) = 34\,967 \text{ daN}$$

La resistenza a progetto della flessione vale:

$$M_{C,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 358 \cdot 2750 / 1.05 = 937\,619 \text{ daNcm}$$

Per cui:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd}=0,11 < 1$$

$$M_{Ed}/M_{c,Rd}=0,59 < 1$$

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Il carico allo SLE in condizione rara vale:

$$Q_{tot}=1800*5,90*3,50*0,30=11\,151\text{ daN}$$

Mentre il carico lineare vale:

$$q_{tot}=11\,151/5,90 = 1890\text{ daN/m} = 18,90\text{ daN/cm}$$

Venendo la parete sostenuta da due profili UPN 240, ciascuna trave riceve un carico, incluso il peso proprio, pari a:

$$q=18,90/2+0,3321=9,78\text{ daN/cm}$$

La freccia vale:

$$f=5/384*(q*l^4)/(E*J)=5/384*(9,78*590^4)/(2\,100\,000*3599)=2,04\text{ cm}$$

Tale valore è inferiore al limite di $L/250=590/250=2,36\text{ cm}$

I due profili UPN 240 sono collegati tra di loro mediante delle barre M24 poste ad interasse di 25 cm fissate alla muratura tramite resina tipo HIT-HY 270 della HILTI, pertanto, ciascuna di esse è soggetta ad un taglio pari a:

$$T_{Ed}=(1,3*1800*(3,50*0,30))*0,25=614,25\text{ daN}$$

La barra ha una resistenza a taglio pari a:

$$F_{v,Rd}=0,6*f_{tbk}*A_{res}/\gamma_{M2}=0,6*8000*3,93/1,25=15\,091\text{ daN}$$

Mentre per la verifica a schiacciamento sulla muratura si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma=614,25/(2,4*30)=8,53\text{ daN/cm}^2$$

Tale valore è inferiore alla resistenza a compressione della muratura che è pari a:

$$f_d=14,375\text{ daN/cm}^2$$

Il taglio viene scaricato su due profili UPN 240, per cui si esegue la verifica a rifollamento nella zona forata pari a:

$$F_{b,Rd}=k*\alpha*f_{tk}*d*t/\gamma_{M2}=2,5*1*4300*2,5*0,95/1,25=20\,425\text{ daN}$$

Tale valore è superiore al taglio sollecitante pari a $614,25/2=307,2\text{ daN}$.

8. CONSOLIDAMENTO SOLAIO DI COPERTURA PIANO SECONDO

Il solaio di copertura del secondo piano è costituito da doppi profili tipo UPN alti 20 cm e volterrane ad interasse di circa 102 cm, e presenta una luce L massima di circa 590 cm; è previsto il consolidamento tramite il getto di una soletta collaborante in calcestruzzo tipo Leca 1800 e connettori tipo Tecnaria CTF 12/40 posti ad interasse di 30 cm.

I calcoli sono stati effettuati per le diverse tipologie di carico variabile con il software messo a disposizione da Tecnaria, di cui si riportano i tabulati riassuntivi.

8.1. ZONA RESIDENZIALE

TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo Dati di calcolo 1/2

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004

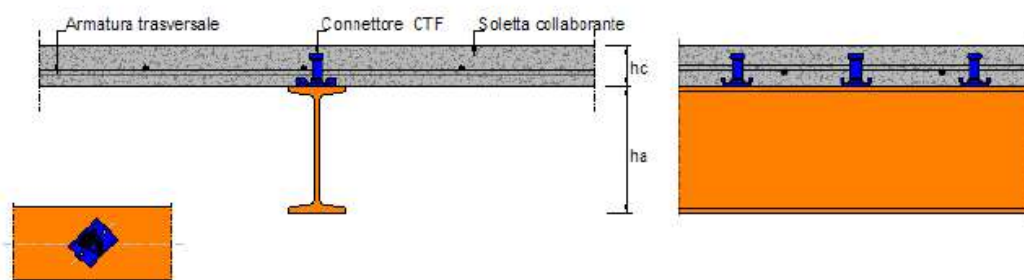
Versione programma:

5.0.1.0

Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori: Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.

Progetto:
Progettista:
Solaio:

Tipologia	Soletta piena.		Coefficienti di sicurezza		
	Trave non puntellata		Azioni - Permanenti: 1.30		
	Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.		Azioni - Perm. non strutturali: 1.30		
	Ambiente:	secco	Azioni - Variabili: 1.50		
	Limite all'inflessione delta 2= L / 350		Materiali - Acciaio: 1.10		
	Limite all'inflessione finale = L / 250		Materiali - Calcestruzzo: 1.50		
			Materiali - Connettori: 1.25		
			Materiali - Acciaio per barre : 1.15		
			Materiali - Lamiera Grecata: 1.10		
Geometria	Luce di calcolo:	590.0 cm	Profilo metallico	Tipo:	IPN 220
	Interasse travi: (b)	80.0 cm		Altezza trave - ha:	220.0 mm
	Spessore soletta: (hc)	5.0 cm		Larghezza ala superiore - bf:	98.0 mm
	-			Spessore ala superiore - tf:	12.2 mm
				Larghezza ala inferiore - bf:	98.0 mm
				Spessore ala inferiore - tf:	12.2 mm
				Spessore anima - tw:	8.1 mm
				Raggio - r0:	8.1 mm
				Raggio - r1:	4.9 mm
				Area:	3950 mm ²
				Iy:	3060.0 cm ⁴
				Wy Sup:	278000 mm ³
				Wy Inf:	278000 mm ³
				W Ply:	324000 mm ³
Cls	Leca GLS 1800		Acciaio	S235	
	fck:	41 N/mm ²		fy:	235 N/mm ²
	Rck:	45 N/mm ²			
	Peso specifico:	19.5 kN/m ³			
	Ecm:	25000 N/mm ²		Es	210000 N/mm ²
Carichi	Peso proprio:	1.36 kN/m ²	Tramezzi:		0.00 kN/m ²
	Altri permanenti di 1° fase:	0.00 kN/m ²		Altri:	3.50 kN/m ²
	Sottopondo:	0.00 kN/m ²		Variabili	2.00 kN/m ²
	Pavimento:	0.00 kN/m ²			



T **TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo** **Verifiche 2/2**

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004 Versione programma: 5.0.1.0

Progetto:
Progettista:
Solaio:

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU - Calcolo elastico

Azioni fase 1:
Momento sollecitante - ME_{d1}: 1.41 kN/m
Momento resistente - MR_d: 6.2 kNm
Verifica momento: 59.4 kNm
0.10

Classe sezione acciaio: 1
Taglio sollecitante - VE_{d1}: 4.2 kN
Taglio resistente - VR_{d1}: 219.8 kN
Verifica taglio: 0.02

Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
Base efficace (B_{eff}): 80.0 cm
Asse neutro el. da estradosso: 10.9 cm
Momento sollecitante - ME_d: 32.4 kNm
Momento resistente - MR_d: 33.9 kNm
Verifica momento: 0.96

Calcolo elastico
Azioni: 7.45 kN/m
Altezza totale: 27.0 cm
Taglio sollecitante - VE_d: 22.0 kN
Taglio resistente VR_d: 219.8 kN
Verifica taglio: 0.10

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale: 0.0 mm
Delta 1 Trave in acciaio Peso proprio + Altri di prima fase: 2.7 mm
Delta 1 Trave mista Ulteriore carico permanente: 3.0 mm
Delta 2 Trave mista Carico variabile + Effetto viscosità: 2.7 mm
Delta 2 Trave mista Effetto ritiro cls: 5.0 mm
Delta 2 Totale: 7.7 mm
Delta Finale Totale: 13.4 mm
= L / 762
= L / 441
Asse neutro elastico dall'estradosso d_s: 10.9 cm
Coeff. di omogeneizzazione - n
Momento di inerzia sezione omog. - I
Incremento freccia per interazione incompleta: 1.0
Frequenza fondamentale naturale: 8.3 Hz
Inflazione incrementata per effetto del ritiro: calcolata con combinazione frequente. psi = 0.5

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
N_c Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): 96
N_{c,f} Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): 844
N_{c,el} Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico M_{el,Rd} (kN): 241

Tipo Connettore: CTF 12/40
Altezza: 40 mm
Resistenza del connettore - PR_d: 32.10 kN
Resistenza connessione - PR_d * k: 32.10 kN
Connettore rigido Distribuzione connettori elastica variabile

Posizionamento connettori:	Lunghezza trave (cm)	Connettori per trave	Passo (cm)
Distribuzione uniforme:	590	21	30.0
-- alternativa --	Lunghezza settore (cm)	Connettori per settore	
Distribuzione variabile:	148	5	30.0
settore a sinistra	295	11	30.0
settore a destra	148	5	30.0
Totale		21	

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C


Soletta Armatura trasversale soletta: 1.0 cm²/m

Note:

Il connettore va disposto con l'asse dei chiodi a 45° rispetto all'asse della trave.

La verifica del solaio nella direzione trasversale alle travi non è inclusa nella presente verifica.

8.2. ZONA LOCALE TECNICO



TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo

Dati di calcolo 1/2

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento:

NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma:

5.0.1.0

Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori:

Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.

Progetto:

Progettista:

Solaio:

Tipologia

Soletta piena.

Trave non puntellata

Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.

Ambiente: secco

Limite all'inflessione delta 2=L / 350

Limite all'inflessione finale = L / 250

Coefficienti di sicurezza

Azioni - Permanenti: 1.30

Azioni - Perm. non strutturali: 1.30

Azioni - Variabili: 1.50

Materiali - Acciaio: 1.10

Materiali - Calcestruzzo: 1.50

Materiali - Connettori: 1.25

Materiali - Acciaio per barre: 1.15

Materiali - Lamiera Grecata: 1.10

Geometria

Luce di calcolo: 590.0 cm

Interasse travi: (b) 80.0 cm

Spessore soletta: (hc) 5.0 cm

Profilo metallico

Tipo: IPN 220

Altezza trave - ha: 220.0 mm

Larghezza ala superiore - bf: 98.0 mm

Spessore ala superiore - tf: 12.2 mm

Larghezza ala inferiore - bf: 98.0 mm

Spessore ala inferiore - tf: 12.2 mm

Spessore anima - tw: 8.1 mm

Raggio - r0: 8.1 mm

Raggio - r1: 4.9 mm

Area: 3950 mm2

Iy: 3060.0 cm4

Wy Sup: 278000 mm3

Wy Inf: 278000 mm3

W Ply: 324000 mm3

Cls

Leca CLS 1800

fck: 41 N/mm2

Rck: 45 N/mm2

Peso specifico: 19.5 kN/m3

Ecm: 25000 N/mm2

Acciaio

S235

fy: 235 N/mm2

Es: 210000 N/mm2

Carichi

Peso proprio: 1.36 kN/m2

Altri permanenti di 1° fase: 0.00 kN/m2

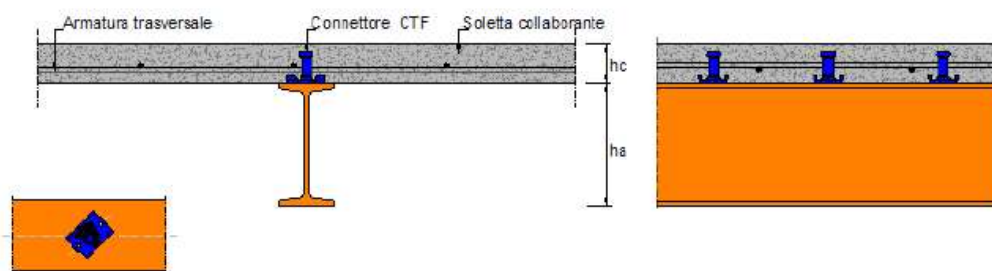
Sottofondo: 0.00 kN/m2

Pavimento: 0.00 kN/m2

Tramezzi: 0.00 kN/m2

Altri: 2.70 kN/m2

Variabili: 3.00 kN/m2



T **TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo** **Verifiche 2/2**

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004 Versione programma: 5.0.1.0

Progetto:
Progettista:
Solaio:

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU - Calcolo elastico

Azioni fase 1: 1.41 kN/m
Momento sollecitante - ME_d: 6.2 kNm
Momento resistente - MR_d: 59.4 kNm
Verifica momento: 0.10

Classe sezione acciaio: 1
Taglio sollecitante - VE_d: 4.2 kN
Taglio resistente - VR_d: 219.8 kN
Verifica taglio: 0.02

Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
Base efficace (B_{eff}): 80.0 cm
Asse neutro el. da estradosso: 10.9 cm
Momento sollecitante - ME_d: 34.0 kNm
Momento resistente - MR_d: 38.5 kNm
Verifica momento: 0.88

Calcolo elastico
Azioni: 7.82 kN/m
Altezza totale: 27.0 cm
Taglio sollecitante - VE_d: 23.1 kN
Taglio resistente VR_d: 219.8 kN
Verifica taglio: 0.10

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale: 0.0 mm
Delta 1 Trave in acciaio Peso proprio + Altri di prima fase: 2.7 mm
Delta 1 Trave mista Ulteriore carico permanente: 2.3 mm
Delta 2 Trave mista Carico variabile + Effetto viscosità: 3.6 mm
Delta 2 Trave mista Effetto ritiro cls: 5.0 mm
Delta 2 Totale: 8.6 mm = L / 684
Delta Finale Totale: 13.6 mm = L / 434
Asse neutro elastico dall'estradosso d_s: 10.9 cm
Coeff. di omogeneizzazione - n - istantaneo: 8.40 - a tempo infinito: 16.80
Momento di inerzia sezione omog. - I - istantaneo: 7094.1 cm⁴ - a tempo infinito: 5817.0 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta: 1.0
Frequenza fondamentale naturale: 8.1 Hz calcolata con combinazione frequente. psi = 0.7
Inflazione incrementata per effetto del ritiro.

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
N_c Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): 112
N_{c,f} Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): 844
N_{c,el} Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico M_{el}, R_d (kN): 241

Tipo Connettore: CTF 1240
Altezza: 40 mm
Resistenza del connettore - PR_d: 32.10 kN
Resistenza connessione - PR_d * k: 32.10 kN
Connettore rigido Distribuzione connettori elastica variabile

Posizionamento connettori:	Lunghezza trave (cm)	Connettori per trave	Passo (cm)
Distribuzione uniforme:	590	21	30.0
-- alternativa --			
Distribuzione variabile:			
settore a sinistra	148	5	30.0
settore centrale	295	11	30.0
settore a destra	148	5	30.0
Totale		21	

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta Armatura trasversale soletta: 1.0 cm²/m

Note:

Il connettore va disposto con l'asse dei chiodi a 45° rispetto all'asse della trave.

La verifica del solaio nella direzione trasversale alle travi non è inclusa nella presente verifica.

8.3. ZONA DEPOSITO

TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo Dati di calcolo 1/2

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

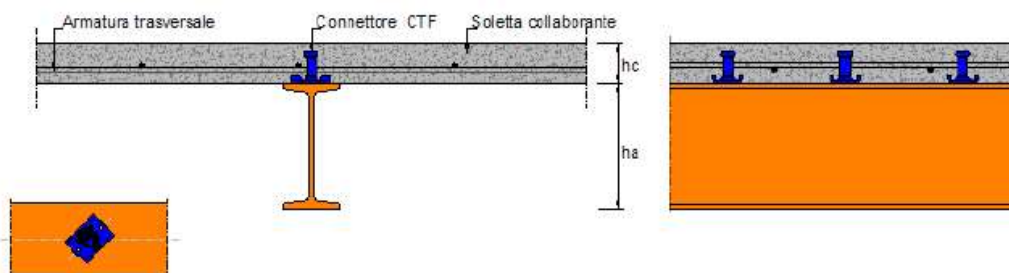
Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma: 5.0.1.0

Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori: Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.

Progetto:
Progettista:
Solaio:

Tipologia	Soletta piena. Trave non puntellata Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti. Ambiente: secco Limite all'inflessione delta 2=L / 350 Limite all'inflessione finale = L / 250		Coefficienti di sicurezza Azioni - Permanenti: 1.30 Azioni - Perm. non strutturali: 1.30 Azioni - Variabili: 1.50 Materiali - Acciaio: 1.10 Materiali - Calcestruzzo: 1.50 Materiali - Connettori: 1.25 Materiali - Acciaio per barre: 1.15 Materiali - Lamiera Grecata: 1.10	
Geometria	Luce di calcolo: 590.0 cm Interasse travi (b): 80.0 cm Spessore soletta (hc): 5.0 cm		Profilo metallico Tipo: IPN 220 Altezza trave - ha: 220.0 mm Larghezza ala superiore - bf: 98.0 mm Spessore ala superiore - tf: 12.2 mm Larghezza ala inferiore - bf: 98.0 mm Spessore ala inferiore - tf: 12.2 mm Spessore anima - tw: 8.1 mm Raggio - r0: 8.1 mm Raggio - r1: 4.9 mm Area: 3950 mm² Iy: 3060.0 cm⁴ Wy Sup: 278000 mm³ Wy Inf: 278000 mm³ W Ply: 324000 mm³	
Cis	Leca CLS 1800 fc: 41 N/mm² Rck: 45 N/mm² Peso specifico: 19.5 kN/m³ Ecm: 25000 N/mm²		Acciaio S235 fy: 235 N/mm² Es 210000 N/mm²	
Carichi	Peso proprio: 1.36 kN/m² Altri permanenti di 1° fase: 0.00 kN/m² Sottotondo: 0.00 kN/m² Pavimento: 0.00 kN/m²		Tramezzi: 0.00 kN/m² Altri: 3.00 kN/m² Variabili: 6.00 kN/m²	





TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo

Verifiche 2/2

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA

Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma: 5.0.1.0

Progetto:
Progettista:
Solaio:

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU - Calcolo elastico

Azioni fase 1: 1.41 kN/m
Momento sollecitante - MEd1: 6.2 kNm
Momento resistente - MRd: 59.4 kNm
Verifica momento: 0.10

Classe sezione acciaio: 1
Taglio sollecitante - VEd1: 4.2 kN
Taglio resistente - VRd1: 219.8 kN
Verifica taglio: 0.02

Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
Base efficace (Beff): 80.0 cm
Asse neutro el. da estradosso: 10.9 cm
Momento sollecitante - MEd: 51.1 kNm
Momento resistente - MRd: 52.3 kNm
Verifica momento: 0.98

Calcolo elastico
Azioni: 11.73 kN/m
Altezza totale: 27.0 cm
Taglio sollecitante - VEd: 34.6 kN
Taglio resistente VRd: 219.8 kN
Verifica taglio: 0.16

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale: 0.0 mm
Delta 1 Trave in acciaio Peso proprio + Altri di prima fase: 2.7 mm
Delta 1 Trave mista Ulteriore carico permanente: 2.5 mm
Delta 2 Trave mista Carico variabile + Effetto viscosità: 6.8 mm
Delta 2 Trave mista Effetto ritiro cls: 5.0 mm
Delta 2 Totale: 11.8 mm = L / 501
Delta Finale Totale: 17.0 mm = L / 347
Asse neutro elastico dall'estradosso d/s: 10.9 cm
Coeff. di omogeneizzazione - n - istantaneo: 8.40 - a tempo infinito: 16.80
Momento di inerzia sezione omog. - I - istantaneo: 7094.1 cm⁴ - a tempo infinito: 5817.0 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta: 1.0
Frequenza fondamentale naturale: 6.4 Hz calcolata con combinazione frequente. psi = 0.9
Inflazione incrementata per effetto del ritiro.

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
Nc Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): 161
Nc,f Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): 844
Nc,el Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 241

Tipo Connettore: CTF 1240
Altezza: 40 mm
Resistenza del connettore - PRd: 3210 kN
Resistenza connessione - PRd * k: 3210 kN
Connettore rigido Distribuzione connettori elastica variabile

Posizionamento connettori:	Lunghezza trave (cm)	Connettori per trave	Passo (cm)
Distribuzione uniforme:	590	20	29.5
-- alternativa --			
Distribuzione variabile:	Lunghezza settore (cm)	Connettori per settore	
settore a sinistra	148	5	29.5
settore centrale	295	11	30.0
settore a destra	148	5	29.5
Totale		21	

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta Armatura trasversale soletta: 1.4 cm²/m

Note:

Il connettore va disposto con l'asse dei chiodi a 45° rispetto all'asse della trave.

La verifica del solaio nella direzione trasversale alle travi non è inclusa nella presente verifica.

9. MODIFICA APERTURE PARETI PIANO SECONDO

Il progetto architettonico dello stato di progetto prevede una variazione della disposizione delle aperture al secondo piano; in particolare, con riferimento alla tavola ST.04.03 “Stato di progetto”, alcune aperture lungo la direzione verticale verranno chiuse in cartongesso per non modificare la rigidezza dei maschi murati (aperture A1, A2, A3, A4), mentre, lungo l’allineamento orizzontale, saranno riaperte due porte già esistenti e precedentemente tamponate e vincolate in maniera non rigida alla muratura circostante (aperture A6, A7); è prevista infine un’ulteriore apertura, sempre lungo l’allineamento orizzontale (apertura A5), che richiede invece l’inserimento di una cerchiatura per ottenere una variazione non significativa di rigidezza, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

10. CERCHIATURA METALLICA SECONDO PIANO

Come anticipato nel paragrafo precedente, l’introduzione dell’apertura A5 al piano secondo ha reso necessaria la realizzazione di una cerchiatura metallica; si riportano di seguito i calcoli inerenti alla valutazione della rigidezza, della resistenza e dell’energia di deformazione per la configurazione dei maschi murari nello stato di fatto e nello stato di progetto; sono stati previsti due profili accoppiati HEB 140 per la realizzazione dei montanti e del traverso.

10.1. VERIFICA DELLA CERCHIATURA

Verifica della cerchiatura in termini di rigidezza

La parete sottoposta ad un’azione orizzontale può essere vista composta da maschi murari allineati sottoposti ad un’azione proporzionale alla loro rigidezza; la diminuzione delle capacità della muratura non sono tanto legate alla geometria della porzione che viene asportata, quanto invece alla geometria della parete che rimane ossia quella nello “*stato finale*” cioè ad apertura effettuata.

Le **perdite di rigidezza** e di resistenza dovute alla realizzazione di un varco, si calcolano quindi come differenza tra i corrispondenti valori delle pareti calcolati nella situazione iniziale e quelli nella situazione finale.

Con il metodo dei setti murari in serie, è necessario ancorare il traverso alla muratura, (ipotesi di traverso infinitamente rigido), riducendone l’inflessione; mentre non occorre legare i piedritti alla muratura. *(anzi legando i piedritti ai maschi murari si rischia di introdurre nella parete delle rigidezze che non vengono computate nel calcolo della rigidezza complessiva nello stato di progetto, con il rischio di realizzare un rinforzo più rigido di quello necessari, ne verranno realizzati solo alcuni per garantire stabilità alla struttura.)*

La struttura esistente è in muratura portante realizzata con mattoni pieni di malta e calce dello spessore di 25 e 12 cm; il solaio di calpestio del sottotetto è in voltini, mentre il solaio di copertura è in legno; entrambi i solaio non sono infinitamente rigidi.

I maschi murari si suppongono incastrati alla base e collegati in sommità dalla fascia di piano. Sotto l’azione della forza orizzontale, i maschi si deformano diversamente a seconda che la sommità della parete possa considerarsi rigida oppure flessibile.

La rigidezza del singolo maschio murario si calcola con la formula:

$$K_{\text{maschiomur}} = \frac{1}{\frac{\chi \cdot h}{G \cdot A} + \frac{h^3}{nEJ}}$$

n=6	semincastro	
n=12	incastro	
n=3	mensola	
G,E parametri fessurati		

La stima del vincolo è sempre di difficile definizione, in questo caso si è assunto un vincolo di incastro.

Per quanto riguarda la stima dei parametri meccanici e di resistenza la tabella C8.5.1 delle circolari esplicative indicano i valori minimi e massimi della muratura non fessurata, ma nel paragrafo 7.8e C8.5.3.1 si dice che si può far riferimento alla rigidezza in condizioni fessurate e quindi considerare i valori di E e G ridotti del 50%.

Discorso a parte va fatto per la *resistenza*, infatti, una volta ripristinata la rigidezza, sarebbe opportuno realizzare un rinforzo, il più resistente possibile; nello specifico si utilizzeranno le tensioni massime indicate nella tabella C8.5.1. La normativa ammette nell'intervento locale che l'intervento non modifichi sostanzialmente rigidezza, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura (paragrafo C8.4.1 circolari esplicative).

C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari). In particolare gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.

Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.

Infine, la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidezza, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.

Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza.

Figura 13

Il dimensionamento del rinforzo viene effettuato in termini di rigidezza (la normativa ammette che la rigidezza tra stato di progetto e di fatto può essere modificata, ma non sostanzialmente; la normativa regionale toscana intende questo limite in un + o - 15%, si adotta questo limite come valore massimo ammissibile); nel caso specifico la parete verrà rinforzata inserendo un portale metallico.

Verifica della cerchiatura in termini di resistenza

Per il calcolo della resistenza T_u del maschio relativamente ad edifici esistenti si utilizza la formula di Turnsek-Cacovic (1971), ipotizzando una rottura del maschio a taglio con formazione di fessure diagonali (D.M. 02/07/1981):

$$V_t = l \cdot t \cdot 1,5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

l lunghezza del pannello;

t spessore del pannello;

$b=h/l$ (non superiore a 1,5 e non inferiore ad 1)

σ_0 tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

($\sigma_0 = P/l \cdot t$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

τ_{0d} resistenza di calcolo a taglio della muratura.

Calcoliamo la resistenza a taglio per schiacciamento da pressoflessione.

Il momento ultimo di una sezioni in muratura pressoinflessa nel suo piano vale:

$$M_u = \left(\frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

A cui corrisponde, nell'ipotesi di pannello doppiamente incastrato, un taglio ultimo pari a:

$$V_{pf} = \frac{2 \cdot M_u}{h}$$

Il taglio resistente ultimo sarà il minimo fra i due meccanismi di collasso:

$$V_u = \min(V_t; V_{pf})$$

Si riportano i risultati nella tabella sottostante

STATO DI FATTO			
MASCHIO 1			
E		7500	kg/cm ²
G		2500	kg/cm ²
t	medio	12.00	cm
L		107	cm
h		340	cm
h'		246	cm
h _{eff}	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3}$	259.6	cm
J		1225043	cm ⁴
A		1284	cm ²
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
V m1			
Km=		3909.466	kg/cm

MASCHIO 2			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		12.00	cm
L		100	cm
h		340	cm
h'		210.0	cm
heff		230.6	cm
J	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	1000000	cm ^ 4
A		1200	cm ^ 2
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=	4375.113	kg/cm	

MASCHIO 3			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		25.00	cm
L		43	cm
h		340	cm
h'		210.0	cm
heff		218.9	cm
J	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	165639.5833	cm ^ 4
A		1075	cm ^ 2
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=	1248.319	kg/cm	

MASCHIO 4			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		25.00	cm
L		551.5	cm
h		340	cm
h'		210.0	cm
heff		323.8	cm
J	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	349458262.2	cm ^ 4
A		13787.5	cm ^ 2
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=	80956.48	kg/cm	

MASCHIO 5			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		25.00	cm
L		901	cm

h		340	cm
h'		275.0	cm
heff		346.0	cm
J	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	1523818127	cm ^ 4
A		22525	cm ^ 2
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=		130295.2	kg/cm

STATO DI PROGETTO			
MASCHIO 1			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		12.00	cm
L		107	cm
h		340	cm
h'		246	cm
heff	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	259.6	cm
J		1225043	cm ^ 4
A		1284	cm ^ 2
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=		3909.466	kg/cm

MASCHIO 2			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		12.00	cm
L		100	cm
h		340	cm
h'		210.0	cm
heff		230.6	cm
J	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	1000000	cm ^ 4
A		1200	cm ^ 2
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=		4375.113	kg/cm

MASCHIO 3			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		25.00	cm
L		66.5	cm
h		340	cm
h'		210.0	cm
heff	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	223.7	cm

J		612665.8854	cm ⁴
A		1662.5	cm ²
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=	3735.934	kg/cm	

MASCHIO 4			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		25.00	cm
L		554	cm
h		340	cm
h'		210.0	cm
heff		324.3	cm
J	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	354232216.7	cm ⁴
A		13850	cm ²
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=	81235.59	kg/cm	

MASCHIO 5			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		25.00	cm
L		445	cm
h		340	cm
h'		210.0	cm
heff		301.8	cm
J	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	183585677.1	cm ⁴
A		11125	cm ²
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			
Km=	68088.8	kg/cm	

MASCHIO 6			
E		7500	kg/cmq
G		2500	kg/cmq
t		25.00	cm
L		388.5	cm
h		340	cm
h'		275.0	cm
heff		305.6	cm
J	$h_{eff} = h' + \frac{b(h-h')}{3h'}$	122160789.8	cm ⁴
A		9712.5	cm ²
n		12	
c=1.2 (per forma rettangolare del maschio)			

Km= 56498.52 kg/cm

RIGIDEZZA CERCHIATURA INTRODotta		2 HEB 140
Jx	1509	cm ^ 4
E	2100000	kg/cmq
h		cm
n montanti	4	

$$K_c = \frac{3 \cdot E \cdot \sum J_p}{h^3}$$

J del singolo pilastro necessaria 264 cm ^ 4

Kc= 14285.05 kg/cm VERIFICATO 12

Rigidezza totale maschi murari della parete allo stato di fatto	220784.5	
Rigidezza totale maschi murari della parete allo stato di progetto	217843.4	
Deficit di rigidezza	2941.1	
Deficit di rigidezza in percentuale rispetto allo SDF	-1.3%	
Rigidezza totale maschi murari SDP + cerchiatura	232128.5	
Deficit di rigidezza in percentuale tra SDF e SDP + cerchiatura	5.1%	
CONTROLLO DIFFERENZA RIGIDEZZA SDP-SDF +-15%		VERIFICATO

STATO DI FATTO

Setto	t	Lungh.	h	P muri	P sot- totetto	P co- perto	N	so	fd	to	b<1, 5	Mu	Vu ^{pl}	Vu ⁱ	de	du (SLC)	du (SLV)	
	[cm]	[cm]	[m]	daN	daN	daN	daN	daN/c m2	daN/c m2	daN/cm2		daNm	daN	daN	cm	cm	cm	
1	12.00	107.00	340.00	920	0.00	1122.00	2042	1.59	43.00	1.30	1.50	1045.01	614.71	2249.17	0.157	3.40	2.55	
2	12.00	100.00	340.00	868	0.00	1088.00	1956	1.63	43.00	1.30	1.50	934.53	549.72	2113.81	0.126	3.40	2.55	
3	25.00	43.00	340.00	963	3549.00	697.00	5209	4.85	43.00	1.30	1.50	971.46	571.45	2608.84	0.458	3.40	2.55	
4	25.00	551.50	340.00	9009	24297.00	4777.00	38083	2.76	43.00	1.30	1.00	97077.81	57104.60	41793.80	0.516	1.70	1.28	
5	25.00	901.00	340.00	14063	35490.00	6953.00	56506	2.51	43.00	1.30	1.00	237086.02	139462.37	66417.09	0.510	1.70	1.28	
TOT															109946.77	0.126	du (SLV) min	1.28
																de min		
STATO DI PRO- GETTO																		

STATO DI PRO-
GETTO

Setto	t	Lungh.	h	P muri	P sottotetto	P coperto	N	so	fd	to	b<1,5	Mu	Vu ^{pl}	Vu ⁱ	de	du (SLC)	du (SLV)
	[cm]	[cm]	[m]	daN	daN	daN	daN	daN/c m2	daN/c m2	daN/cm2		daNm	daN	daN	cm	cm	cm
1	12.00	107.00	340.00	920	0.00	1254.00	2174	1.69	43.00	1.30	1.50	1109.29	652.52	2281.59	0.167	3.40	2.55
2	12.00	100.00	340.00	868	0.00	1216.00	2084	1.74	43.00	1.30	1.50	992.63	583.90	2145.06	0.133	3.40	2.55
3	25.00	66.50	340.00	1256	1936.00	874.00	4066	2.45	43.00	1.30	1.50	1261.34	741.96	3244.80	0.199	3.40	2.55
4	25.00	554.00	340.00	8978	11396.00	5168.00	25542	1.84	43.00	1.30	1.00	67180.22	39517.78	37672.50	0.464	1.70	1.28
5	25.00	445.00	340.00	7277	9460.00	4332.00	21069	1.89	43.00	1.30	1.00	44448.51	26146.18	30457.73	0.384	3.40	2.55
6	25.00	388.50	340.00	6179	7700.00	3515.00	17394	1.79	43.00	1.30	1.00	32131.42	18900.84	26232.08	0.335	3.40	2.55
TOT														84697.91	0.133		3.59
															de min	du (SLV) min	1.28

PROGETTO IN TERMINI DI RIGIDENZA

DEFICIT DI TAGLIO
DEFICIT DI TAGLIO
in %

25248.87
23.0%

K TELAIO
V TELAIO
V TOT

14285.0
20533.3
105231.24

verificato

DEFICIT DI TAGLIO in % con cerchiatura
4.3%

Verifica della cerchiatura in termini di capacità deformativa

Noti la rigidezza, lo spostamento al limite elastico e lo spostamento ultimo di ogni maschio murario nella configurazione dello stato di fatto e dello stato di progetto, è possibile calcolare per ognuno di essi la relativa curva di capacità portante (curva forza-spostamento), e valutare quindi la curva di capacità portante anche per l'intera parete nella configurazione dello stato di fatto e dello stato di progetto.

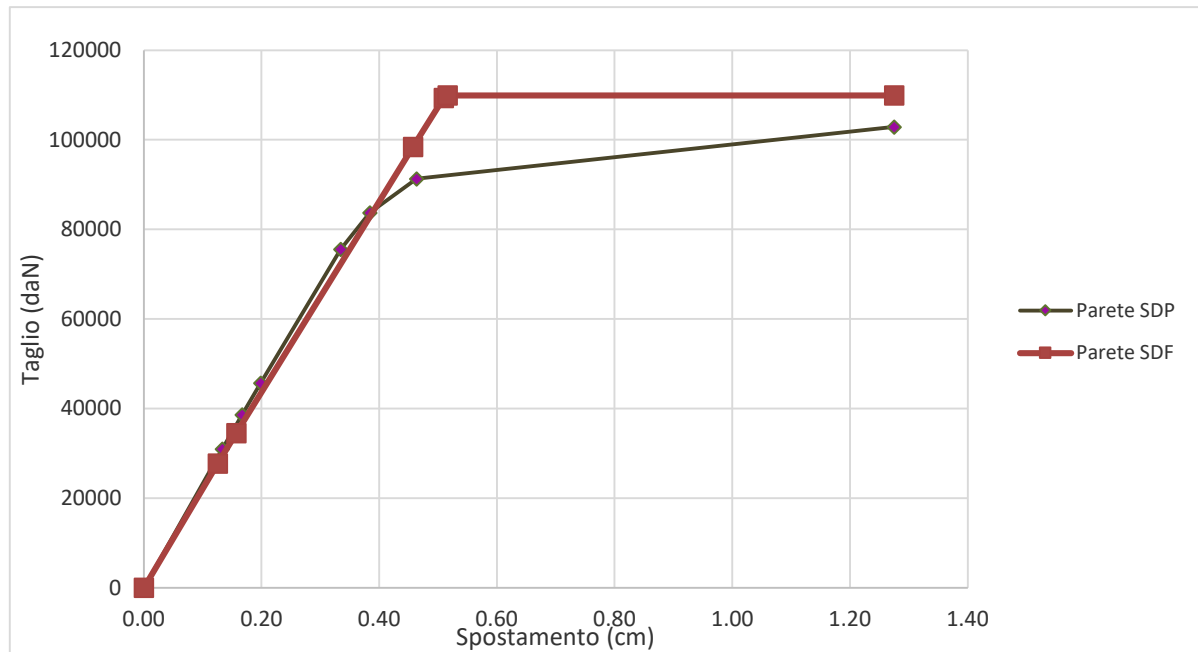


Figura 14 Diagramma Taglio - Spostamento

L'aria sottesa da ogni curva rappresenta l'energia di deformazione; in particolare l'energia di deformazione della configurazione dello stato di fatto "Parete SDF" presenta un'energia $E=112253$ daNcm; l'energia di deformazione della configurazione dello stato di progetto "Parete SDP" presenta un'energia $E=102517$, la variazione è pari al -9.5%.

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza del portale, calcolato sul singolo profilo, si riportano di seguito le sollecitazioni e il tabulato di verifica ottenuto con il software Dolmen21.

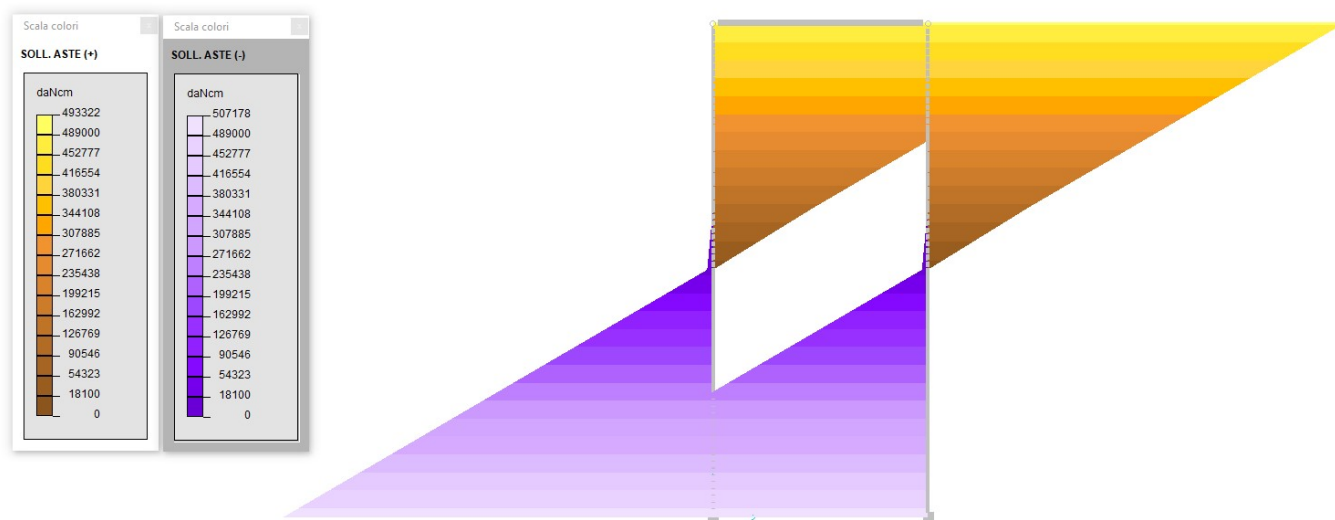


Figura 15 Diagramma del Momento flettente per effetto della forza orizzontale applicata

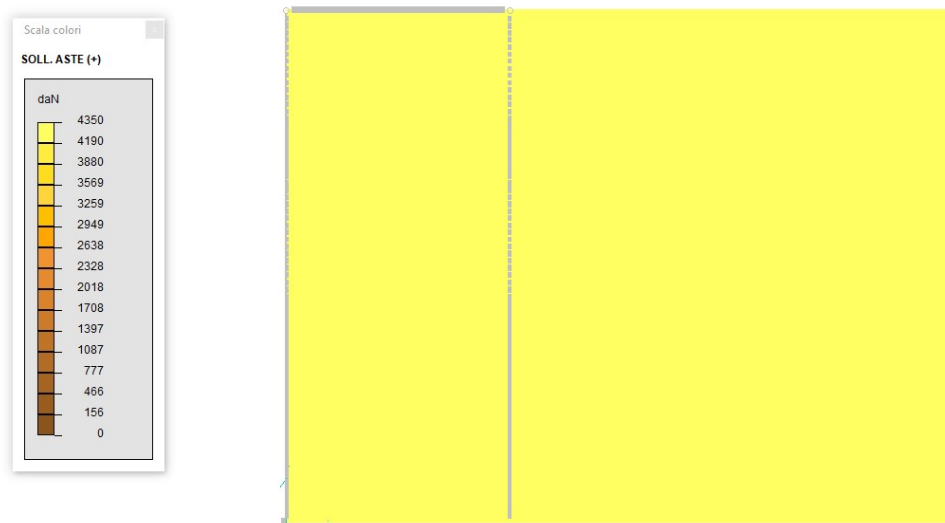


Figura 16 Diagramma del Taglio per effetto della forza orizzontale applicata

VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO

lavoro : 717003

data : 2023_07_13_09_38

Unità di misura:

Lunghezze: cm

Prop.Sez.: cm

Forze: daN

Momenti: daNcm

Tensioni: daN/cm²

MATERIALI

S275 (EN 10025-2): Mod.EI.= 2100000.0; gM = 1.050;
fyk = 2750.0(2550.0 per sp>40 mm); fyd = 2619.0(2428.6 per sp>40 mm).

CASI DI CARICO

N	Descrizione	Soll.
1	Taglio portale	1

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

P_HEB140_S013 (13) :

A = 43.0302E+00 Jz= 1.5114E+03 Jy=549.7222E+00 Jt= 16.5832E+00

P_HEB140_S013 (13) stato limite ultimo - ASTA (1- 2) 8
----- PROGR. 0.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-507178.3	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve	No	massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	si	1	Sx	2578.3	0.0	0.0	0.0	2578.3
1- 1	si	5	Tz	2578.3	100.4	0.0	100.4	2584.2
1- 1	si	9	Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9

----- PROGR. 29.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-382115.8	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve	No	massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	si	1	Sx	1999.1	0.0	0.0	0.0	1999.1
1- 1	si	5	Tz	1999.1	100.4	0.0	100.4	2006.6
1- 1	si	9	Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9

----- PROGR. 58.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-257053.3	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve	No	massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	si	1	Sx	1419.8	0.0	0.0	0.0	1419.8
1- 1	si	5	Tz	1419.8	100.4	0.0	100.4	1430.5
1- 1	si	9	Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9

----- PROGR. 86.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-131990.8	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve	No	massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	si	1	Sx	840.6	0.0	0.0	0.0	840.6
1- 1	si	5	Tz	840.6	100.4	0.0	100.4	858.4
1- 1	si	9	Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1	si	11	Si	631.0	0.0	-474.9	474.9	1036.7

----- PROGR. 115.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-6928.3	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve	No	massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	si	1	Sx	261.4	0.0	0.0	0.0	261.4
1- 1	si	5	Tz	261.4	100.4	0.0	100.4	313.9
1- 1	si	9	Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9

----- PROGR. 144.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	118134.2	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0
TENSIONI (Sz= 0.00) :						
Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	3 Sx	776.4	0.0	0.0	0.0	776.4
1- 1	5 Tz	-317.9	100.4	0.0	100.4	362.3
1- 1	9 Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1	13 Si	588.8	0.0	-474.9	474.9	1011.6
----- PROGR.						172.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	243196.7	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0
TENSIONI (Sz= 0.00) :						
Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	3 Sx	1355.7	0.0	0.0	0.0	1355.7
1- 1	5 Tz	-897.1	100.4	0.0	100.4	913.8
1- 1	9 Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1	7 Si	1355.7	-100.4	0.0	100.4	1366.8
----- PROGR.						201.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	368259.2	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0
TENSIONI (Sz= 0.00) :						
Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	3 Sx	1934.9	0.0	0.0	0.0	1934.9
1- 1	5 Tz	-1476.3	100.4	0.0	100.4	1486.5
1- 1	9 Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1	7 Si	1934.9	-100.4	0.0	100.4	1942.7
----- PROGR.						230.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	493321.7	0.0	0.0	9866.4	0.0	4350.0
TENSIONI (Sz= 0.00) :						
Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	3 Sx	2514.1	0.0	0.0	0.0	2514.1
1- 1	5 Tz	-2055.6	100.4	0.0	100.4	2062.9
1- 1	9 Ty	229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1	7 Si	2514.1	-100.4	0.0	100.4	2520.1

VERIFICA STABILITA` : asta tesa per tutti i casi di carico.

P_HEB140_S013 (13) stato limite ultimo - ASTA (3- 4) 9
----- PROGR. 0.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-507178.3	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0
TENSIONI (Sz= 0.00) :						
Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	3 Sx	-2578.3	0.0	0.0	0.0	2578.3
1- 1	5 Tz	2119.7	100.4	0.0	100.4	2126.9
1- 1	9 Ty	-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1	7 Si	-2578.3	-100.4	0.0	100.4	2584.2
----- PROGR.						29.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-382115.8	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0
TENSIONI (Sz= 0.00) :						
Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	3 Sx	-1999.1	0.0	0.0	0.0	1999.1
1- 1	5 Tz	1540.5	100.4	0.0	100.4	1550.3
1- 1	9 Ty	-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9

1- 1 si 7	Si	-1999.1	-100.4	0.0	100.4	2006.6
-----						PROGR. 58.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-257053.3	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1 si 3 Sx		-1419.8	0.0	0.0	0.0	1419.8
1- 1 si 5 Tz		961.3	100.4	0.0	100.4	976.9
1- 1 si 9 Ty		-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1 si 7 Si		-1419.8	-100.4	0.0	100.4	1430.5
-----						PROGR. 86.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-131990.8	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1 si 3 Sx		-840.6	0.0	0.0	0.0	840.6
1- 1 si 5 Tz		382.0	100.4	0.0	100.4	419.7
1- 1 si 9 Ty		-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1 si 13 Si		-631.0	0.0	-474.9	474.9	1036.7
-----						PROGR. 115.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-6928.3	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1 si 3 Sx		-261.4	0.0	0.0	0.0	261.4
1- 1 si 5 Tz		-197.2	100.4	0.0	100.4	262.9
1- 1 si 9 TySi		-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
-----						PROGR. 144.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	118134.2	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1 si 1 Sx		-776.4	0.0	0.0	0.0	776.4
1- 1 si 5 Tz		-776.4	100.4	0.0	100.4	795.7
1- 1 si 9 Ty		-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
1- 1 si 11 Si		-588.8	0.0	-474.9	474.9	1011.6
-----						PROGR. 172.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	243196.7	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1 si 1 Sx		-1355.7	0.0	0.0	0.0	1355.7
1- 1 si 5 Tz Si		-1355.7	100.4	0.0	100.4	1366.8
1- 1 si 9 Ty		-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
-----						PROGR. 201.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	368259.2	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0

TENSIONI (Sz= 0.00) :

Caso	Ve No massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1 si 1 Sx		-1934.9	0.0	0.0	0.0	1934.9
1- 1 si 5 Tz Si		-1934.9	100.4	0.0	100.4	1942.7
1- 1 si 9 Ty		-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9
-----						PROGR. 230.

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	493321.7	0.0	0.0	-9866.4	0.0	4350.0

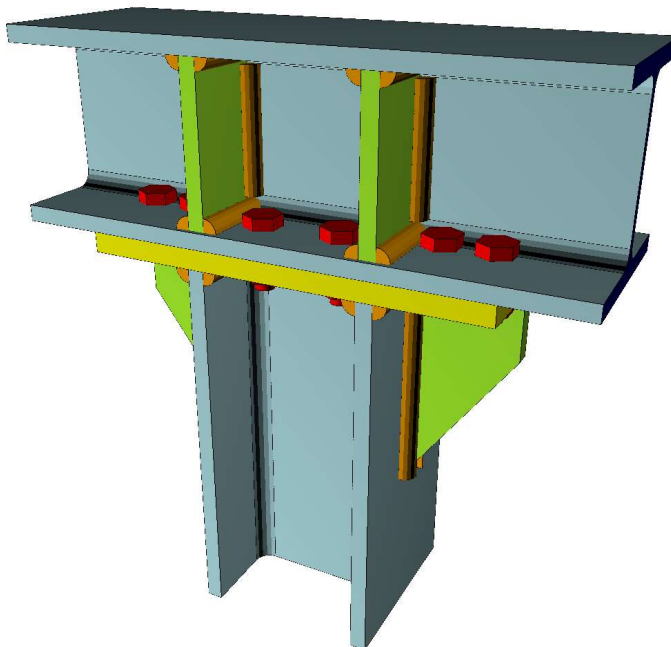
Caso	Ve	No	massimi	Sx	Tz	Ty	Tau tot.	Si
1- 1	si	1	Sx	-2514.1	0.0	0.0	0.0	2514.1
1- 1	si	5	Tz Si	-2514.1	100.4	0.0	100.4	2520.1
1- 1	si	9	Tv	-229.3	0.0	-505.4	505.4	904.9

Ned = -9866.4 | Mzeg = -202871.3 | Mveq = 0.0 | Ss = -1283.5 (0.490)

TENSIONI (Sz= 0.00) :

VERIFICA STABILITA' : asta tesa per tutti i casi di carico.

10.2. VERIFICA DEL NODO



VERIFICA TENSIONALE NODI: 2, 4 - METODO DEGLI STATI LIMITE (NTC 2018)

UNITA' DI MISURA: [daN] ; [daNcm] ; [daN/cm²] ; [mm]

GEOMETRIA NODO

Profili utilizzati

Tipo prof.	h	b	a	e	r
HEB140	140.	140.	7.	12.	12.
HEB140	140.	140.	7.	12.	12.

Inclinazione trave: 0°

Piastre (n°4)

Num	H1	H2	B	Sp
1	300.	300.	140.	15.
2	160.	50.	80.	12.
3	160.	50.	80.	12.
4	116.	116.	66.5	12.

BULLONI

Num	X	Y	Fi	Area	Num	X	Y	Fi	Area
1	18.	18.	14.	118.59	7	-18.	18.	14.	118.59
2	18.	55.	14.	118.59	8	-18.	55.	14.	118.59
3	35.	120.	14.	118.59	9	-35.	120.	14.	118.59
4	35.	180.	14.	118.59	10	-35.	180.	14.	118.59
5	18.	245.	14.	118.59	11	-18.	245.	14.	118.59
6	18.	282.	14.	118.59	12	-18.	282.	14.	118.59

SALDATURE

Lato saldature su colonna: 10

Lato saldature su trave : 10

MATERIALI

Acciaio S 275 (Fe 430) | Classe viti 8.8
fd s<40mm | fd 40mm<s<80mm | fd
2619. | 2428.6 | 6400.

SOLLECITAZIONI AGENTI E STATO TENSIONALE

Combinazione di sollecitazioni agenti Caso 1 As. 9 Nd. 4

N = -9866.4 Ty = -4350 Tz = 0
Mt = 0 My = 0 Mz = 493322

verifica bulloni

Co-1, Co-2: NTC 2018, 4.2.8.1.1 formula (4.2.71)

Num	Fv,Ed	Fv,Rd	Fb,Rd	Ft,Ed	Ft,Rd	Bp,Rd	Co-1	Co-2	Ver
1	362.5	4553.8	5779.2	-549.1	6830.6	16340.3	.08	.08	SI'
2	362.5	4553.8	8267.5	-23.7	6830.6	16340.3	.08	0.	SI'
3	362.5	4553.8	14448.	899.4	6830.6	16340.3	.17	.13	SI'
4	362.5	4553.8	14448.	1751.5	6830.6	16340.3	.26	.26	SI'
5	362.5	4553.8	8267.5	2674.5	6830.6	16340.3	.36	.39	SI'
6	362.5	4553.8	5779.2	3200.	6830.6	16340.3	.41	.47	SI'
7	362.5	4553.8	5779.2	-549.1	6830.6	16340.3	.08	.08	SI'
8	362.5	4553.8	8267.5	-23.7	6830.6	16340.3	.08	0.	SI'
9	362.5	4553.8	14448.	899.4	6830.6	16340.3	.17	.13	SI'
10	362.5	4553.8	14448.	1751.5	6830.6	16340.3	.26	.26	SI'
11	362.5	4553.8	8267.5	2674.5	6830.6	16340.3	.36	.39	SI'
12	362.5	4553.8	5779.2	3200.	6830.6	16340.3	.41	.47	SI'

Compressione massima sulla piastra

sig| fd|ver|
-678.6| 2619.|SI'

Tensione massima piastra (mensola sup. ed inf.)

sig| fd|ver|
5302.3| 2619.|NO

saldature su colonna

SEq-1, SLim-1: NTC 2018, 4.2.8.2.4 formula (4.2.84)

SEq-2, SLim-2: NTC 2018, 4.2.8.2.4 formula (4.2.85)

Nome	S_prp	Tau_pa	Tau_pe	SEq-1	SEq-2	SLim-1	SLim-2	Ver
s1	713.1	-132.6	0.	725.3	713.1	1925.	2337.5	SI'
s1'	713.1	-132.6	0.	725.3	713.1	1925.	2337.5	SI'
s2	858.5	0.	0.	858.5	858.5	1925.	2337.5	SI'
s2'	858.5	0.	0.	858.5	858.5	1925.	2337.5	SI'
s3	547.1	0.	0.	547.1	547.1	1925.	2337.5	SI'
s3'	547.1	0.	0.	547.1	547.1	1925.	2337.5	SI'
s10	1089.6	0.	0.	1089.6	1089.6	1925.	2337.5	SI'
s10'	1089.6	0.	0.	1089.6	1089.6	1925.	2337.5	SI'
s11	778.2	0.	0.	778.2	778.2	1925.	2337.5	SI'
s11'	778.2	0.	0.	778.2	778.2	1925.	2337.5	SI'
s12	1528.8	-797.4	0.	1724.3	1528.8	1925.	2337.5	SI'
s12'	1528.8	-797.4	0.	1724.3	1528.8	1925.	2337.5	SI'
s14	985.8	637.1	0.	1173.8	985.8	1925.	2337.5	SI'
s14'	985.8	637.1	0.	1173.8	985.8	1925.	2337.5	SI'

ATTENZIONE: NODO NON VERIFICATO IN BASE ALLA COMB. DI SOLLECITAZIONI AGENTI Caso 1 As. 9 Nd. 4

Combinazione di sollecitazioni agenti Caso 1 As. 8 Nd. 2

N = 9866.4 Ty = -4350 Tz = 0
Mt = 0 My = 0 Mz = 493322

verifica bulloni

Co-1, Co-2: NTC 2018, 4.2.8.1.1 formula (4.2.71)

Num	Fv,Ed	Fv,Rd	Fb,Rd	Ft,Ed	Ft,Rd	Bp,Rd	Co-1	Co-2	Ver
1	362.5	4553.8	5779.2	-460.	6830.6	16340.3	.08	.07	SI'
2	362.5	4553.8	8267.5	337.9	6830.6	16340.3	.11	.05	SI'
3	362.5	4553.8	14448.	1739.6	6830.6	16340.3	.26	.25	SI'
4	362.5	4553.8	14448.	3033.4	6830.6	16340.3	.4	.44	SI'
5	362.5	4553.8	8267.5	4435.1	6830.6	16340.3	.54	.65	SI'
6	362.5	4553.8	5779.2	5233.	6830.6	16340.3	.63	.77	SI'
7	362.5	4553.8	5779.2	-460.	6830.6	16340.3	.08	.07	SI'
8	362.5	4553.8	8267.5	337.9	6830.6	16340.3	.11	.05	SI'
9	362.5	4553.8	14448.	1739.6	6830.6	16340.3	.26	.25	SI'
10	362.5	4553.8	14448.	3033.4	6830.6	16340.3	.4	.44	SI'
11	362.5	4553.8	8267.5	4435.1	6830.6	16340.3	.54	.65	SI'
12	362.5	4553.8	5779.2	5233.	6830.6	16340.3	.63	.77	SI'

Compressione massima sulla piastra

Sig| fd|Ver|
-715.2| 2619.|SI'

Tensione massima piastra (mensola sup. ed inf.)

Sig| fd|Ver|
2124.5| 2619.|SI'

Saldature su colonna

SEq-1, SLim-1: NTC 2018, 4.2.8.2.4 formula (4.2.84)

SEq-2, SLim-2: NTC 2018, 4.2.8.2.4 formula (4.2.85)

Nome	S_prp	Tau_pa	Tau_pe	SEq-1	SEq-2	SLim-1	SLim-2	Ver
s1	713.1	-132.6	0.	725.3	713.1	1925.	2337.5	SI'
s1'	713.1	-132.6	0.	725.3	713.1	1925.	2337.5	SI'
s2	547.1	0.	0.	547.1	547.1	1925.	2337.5	SI'
s2'	547.1	0.	0.	547.1	547.1	1925.	2337.5	SI'
s3	858.5	0.	0.	858.5	858.5	1925.	2337.5	SI'
s3'	858.5	0.	0.	858.5	858.5	1925.	2337.5	SI'
s10	778.2	0.	0.	778.2	778.2	1925.	2337.5	SI'
s10'	778.2	0.	0.	778.2	778.2	1925.	2337.5	SI'
s11	1089.6	0.	0.	1089.6	1089.6	1925.	2337.5	SI'
s11'	1089.6	0.	0.	1089.6	1089.6	1925.	2337.5	SI'
s12	1210.5	-637.1	0.	1367.9	1210.5	1925.	2337.5	SI'
s12'	1210.5	-637.1	0.	1367.9	1210.5	1925.	2337.5	SI'
s14	1304.1	797.4	0.	1528.6	1304.1	1925.	2337.5	SI'
s14'	1304.1	797.4	0.	1528.6	1304.1	1925.	2337.5	SI'

10.3. OSSERVAZIONI

La realizzazione dell'apertura A5 insieme alla cerchiatura determinano:

- Un incremento della rigidezza della parete pari al 5.1%
- Una riduzione della resistenza della parete pari al 4.3%
- Una riduzione della capacità di deformazione della parete pari al 9.5%.

11. SCALA IN LEGNO

Nel sottotetto è prevista la realizzazione di una nuova scala in legno che permetterà di superare l'ostacolo legato alla presenza dell'extracorsa dell'ascensore.

La nuova scala avrà i gradini in legno lamellare di spessore 8 cm lunghi 200 cm e larghi 30 cm fissati alle estremità a degli appoggi in legno lamellare di dimensione 16x24x8 cm, a loro volta fissati alla muratura esistente per mezzo di tasselli M10 classe 8.8 e resina epossidica.

Si riportano di seguito le verifiche.

Analisi dei carichi

$$G_1 = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 400 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{SLU} = (1.3 \cdot 50 + 1.5 \cdot 400) \cdot 0.30 = 200 \text{ daN/m} = 2.00 \text{ daN/cm}$$

$$q_{SLE} = (50 + 400) \cdot 0.30 = 135 \text{ daN/m} = 1.35 \text{ daN/cm}$$

Verifica a flessione del gradino

$$M = q \cdot L^2 / 8 = 2.00 \cdot 200^2 / 8 = 10000 \text{ daNcm}$$

$$W = 30 \cdot 8^2 / 6 = 320 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 10000 / 320 = 31.25 \text{ daN/cm}^2 < f_{m,d} = (24 \cdot 10) \cdot 0.90 / 1.45 = 149 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di deformabilità del gradino

$$J = 30 \cdot 8^3 / 12 = 1280 \text{ cm}^4$$

$$f = 5 / 384 \cdot (q \cdot L^4) / (E \cdot J) = 5 / 384 \cdot (1.35 \cdot 200^4) / (115000 \cdot 1280) = 0.19 \text{ cm}$$

Verifica di compressione sull'appoggio

$$T = q \cdot L / 2 = 2.00 \cdot 200 / 2 = 200 \text{ daN}$$

$$A_{\text{appoggio}} = 24 \cdot 8 = 192 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 200 / 192 = 1.04 \text{ daN/cm}^2 < f_{c,90,d} = (2.5 \cdot 10) \cdot 0.9 / 1.45 = 15.5 \text{ daN/cm}^2$$

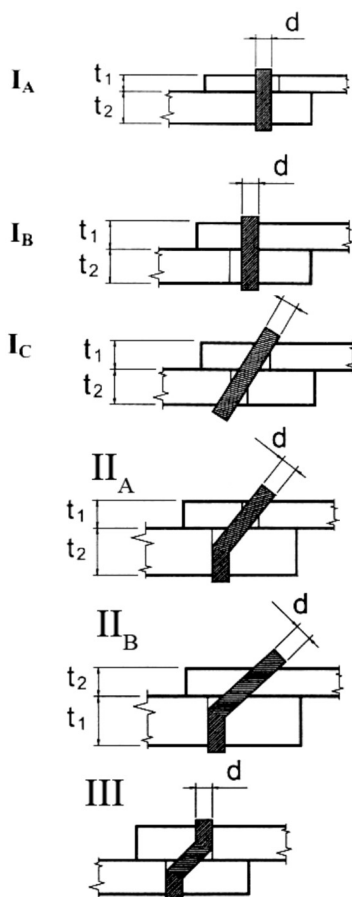
Verifica del collegamento alla muratura

densità caratt. legno 1 ρ_{k1}	370	kg/m ³
densità caratt. legno 2 ρ_{k2}	1800	kg/m ³
diametro connettore d	10	mm
resist. trazione del connettore f_u	800	N/mm ²
spessore 1 - t_1	80	mm
spessore 2 - t_2	100	mm
tens.caratt. rifollamento 1 $f_{h,1,k}$	27.3	N/mm ²
tens.caratt. rifollamento 2 $f_{h,2,k}$	132.8	N/mm ²
rapporto $\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$	4.864865	
mom. caratt. di snervamento	80000	Nmm

legno-legno con un piano di taglio

I_A	21.84	kN
I_B	132.84	kN
I_C	30.41	kN
II_A	10.79	kN

II_B	33.53	kN
III	9.79	kN
R_k	9.79	kN



$R_d = 979 \cdot 0.9 / 1.45 = 608$ daN resistenza del singolo tassello.

La resistenza totale offerta dal collegamento è pari a 1216 daN, valore superiore alla sollecitazione pari a 200 daN.

12. CERCHIATURA DEI CAMINI

I camini di Palazzo Rosso spiccano come elementi aggettanti aventi dimensioni importanti.



Per essi si consiglia il consolidamento antiribaltamento tramite incamiciatura con struttura in acciaio, fissata alla copertura in legno rimovibile e ispezionabile; i telai potranno anche essere verniciati per uniformarsi alla tonalità della muratura.



13. CONSOLIDAMENTO DELLE COLONNE DEL PORTICO

Le colonne del loggiato presentano un quadro fessurativo importante caratterizzato da lesioni da schiacciamento.



L'intervento proposto prevede il consolidamento delle colonne per migliorare il confinamento della muratura mediante incamiciatura, lungo tutta l'altezza, con fasce in acciaio rimovibili e ispezionabili; le cerchiature potranno essere verniciate per uniformarsi alla tonalità della muratura.

Tale tipologia di intervento è stata eseguita anche presso la Basilica di Santa Maria dei Servi a Bologna come riportato nell'immagine di seguito.

