



COMUNE DI FAENZA

Settore Lavori Pubblici - Servizio Progettazione Edifici
dell'Unione della Romagna Faentina

**PROGETTO
ESECUTIVO**



CUP J21B15000100004

Servizio Progettazione Edifici
URF in nome e per conto del
Comune di faenza - Piazza del
Popolo n.31 - 48018 Faenza
(RA)

P.I. 2018/19 - Comune di Faenza
Deliberazione n. 202 del 24/10/2018

"Lavori di completamento restauro e risanamento
conservativo del fabbricato denominato
Palazzo del Podestà"

Asse 5 - POR FESR - Azione 6.7.1

Sala dell'Arengo un nuovo Padiglione Faenza nel cuore della città

ELABORATI: Il Stralcio Funzionale
Opere Seconda
Fase 1 - Ex Scuola di musica e scalone

RAPP.:

TAVOLA:

DATA:

RUP e Validatore
(Arch. Claudio Coveri)
documento firmato digitalmente

Progettista architettonico
(Arch. Raffaella Grillandi)

Progettista strutturale
(Ing. Marco Peroni)

Elaborato:
Relazione di
Calcolo Strutturale

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

INTERVENTI LOCALI SU COMPLESSO EDILIZIO IN MURATURA PORTANTE DENOMINATO "PALAZZO DEL PODESTA'"

Committente:	COMUNE DI FAENZA
Ubicazione:	Piazza Martiri della Libertà Comune di Faenza (RA)
Progettazione architettonica:	Arch. Raffaella Grillandi
Responsabile Unico del Procedimento	Arch. Claudio Coveri
Progettazione strutturale:	Ing. Marco Peroni

Faenza, Agosto 2018

Ing. Marco Peroni

(documento firmato digitalmente)

“Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale”

La presente relazione è finalizzata a descrivere gli interventi strutturali previsti nell'ambito della realizzazione del II stralcio funzionale del più ampio progetto di Restauro e Risanamento conservativo del complesso edilizio del Palazzo del Podestà.

L'intervento complessivo ha già visto completare, durante la realizzazione del I stralcio funzionale, una serie di opere di consolidamento strutturale e di restauro conservativo dei paramenti murari e delle coperture del fabbricato principale (cosiddetto salone dell'Arengo), nonché del loggiato superiore prospiciente la Piazza del Popolo.

In questo secondo stralcio, il progetto strutturale è invece focalizzato principalmente sul consolidamento della loggia novecentesca che si affaccia sulla piazza dei Martiri e della porzione di fabbricato che si estende a est del palazzo, accanto alla torre dell'Orologio, e che affaccia sul corso Saffi, denominato “*Ex scuola di Musica*”.

Completano il progetto, la realizzazione di una serie di opere di finitura (nuove pavimentazioni, arredi interni, infissi, ecc.) e degli impianti elettrico e meccanico all'interno del Salone dell'Arengo.

a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geomorfologiche

Oggetto della presente relazione è l'esecuzione di interventi locali di consolidamento del palazzo medioevale del Podestà situato nel Comune di Faenza (RA) e di proprietà dello stesso.

Il fabbricato è ubicato in Piazza Martiri della Libertà, classificato in Zona Sismica 2, cioè a media sismicità ($0,15 \leq PGA < 0,25g$) secondo le indicazioni delle Norme Tecniche.

Dal punto di vista topografico il sito di costruzione risulta pianeggiante e il suolo viene identificato come categoria “C”.

b) Descrizione generale della struttura

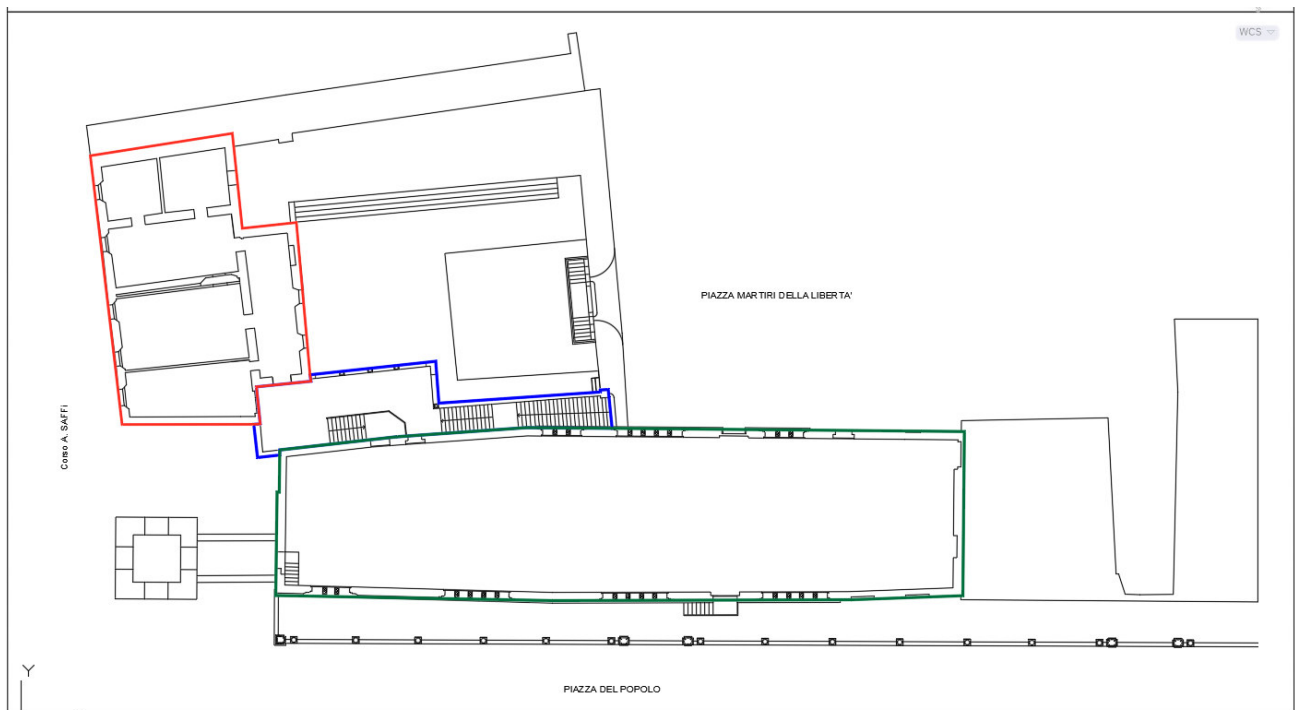
Il fabbricato è collocato nel pieno centro storico di Faenza, confinante da un lato con Piazza del Popolo e dall'altro su Piazza Martiri della libertà.

Trattandosi di un corpo di fabbrica risalente al XII secolo, fornire un quadro dettagliato di quale fosse l'assetto dell'edificio è compito arduo, non solo per le gravissime manomissioni cui il palazzo, dal '700 agli anni '50 è stato sottoposto, ma anche per i continui rifacimenti e le mille modifiche susseguite tra Medioevo e Rinascimento, spesso scarsamente documentate.



Localizzazione fabbricato

Il corpo di fabbrica principale, caratterizzato da una scatola muraria composta da pareti di spessore variabile (da 50cm a 90cm), ha una conformazione planimetrica regolare, ingombro massimo in pianta di circa 50.84x13.00m e sviluppo in elevazione su tre piani fuori terra, per un'altezza massima alla gronda $h=17.60m$. E' presente un piano interrato di altezza pari a circa $h = 2.00m$.



Individuazione planimetrica dei corpi di fabbrica oggetto di intervento: in rosso, il fabbricato su Corso Saffi; in blu, la loggia su Piazza dei Martiri; in verde, il Salone dell'Arengo.

Il fabbricato su Corso Saffi: relazione storica e stato di conservazione



Vista odierna del fronte su Corso Saffi

Il fabbricato prospiciente Corso Saffi è costituito da un'unità strutturale piuttosto ben definita rispetto agli edifici confinanti, caratterizzata da tre piani fuori terra con elevazioni in muratura portante di mattoni pieni con spessori variabili tra 50 e 70 cm, orizzontamenti di vario genere (volte in muratura, solai piani in putrelle metalliche e tavelloni di laterizio, solai in legno), e copertura a due acque realizzata con struttura in capriate di legno, arcarecci, terzere e tavelle.

L'edificio presenta evidenti segni di degrado al secondo ed ultimo piano dovuti essenzialmente all'infiltrazione di acque meteoriche dalla copertura, che hanno causato in più punti il crollo dei controsoffitti in arellato e legno che dividono i locali interni dal sottotetto non accessibile e non calpestabile. Anche la facciata principale che affaccia sul corso Saffi presenta diffuse fessurazioni e fuori piombo dovuti presumibilmente alle numerose modifiche delle bucatore, specialmente ai piani terra e secondo, che si sono succedute nel corso della storia a causa dei frequenti cambi di destinazione d'uso e conseguentemente dell'articolazione dei locali interni.

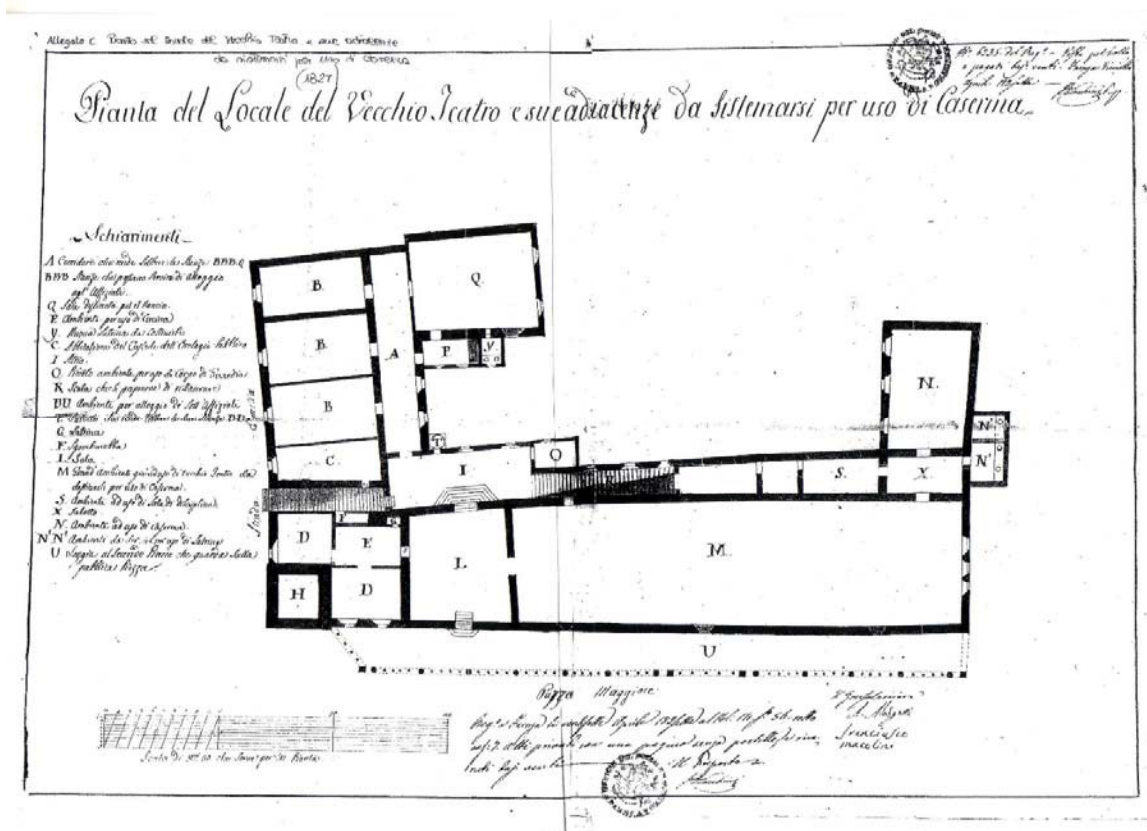


Vista dei locali interni con evidenti segni di degrado dovuto ad infiltrazioni di acque meteoriche dalla copertura

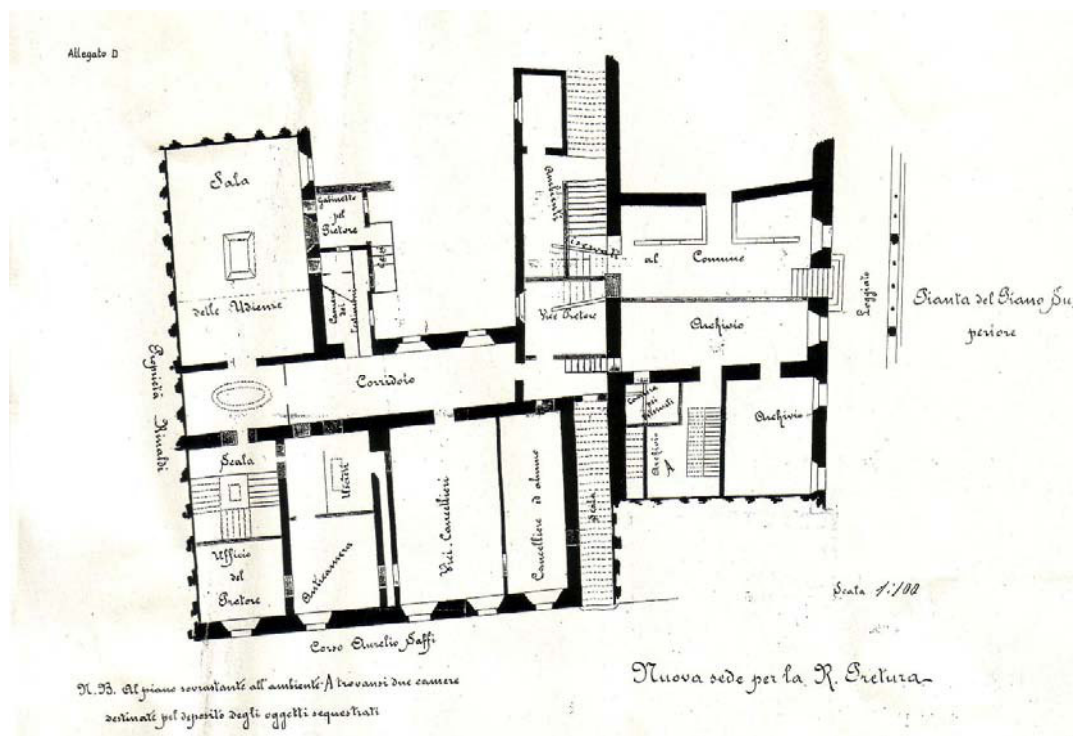
Originariamente destinato ad ospitare gli appartamenti del Podestà, il fabbricato cinquecentesco divenne nel corso del XVII secolo sede del deposito dell'Abbondanza Frumentaria, mentre a partire dal 1759 accolse le Scuole Pubbliche. Per migliorare l'accessibilità delle aule e poter contemporaneamente accedere alla loggia e di qui al Salone dell'Arengo direttamente dal corso di porta Ponte (oggi corso Saffi), fu acquistata una bottega al piano terra vicino alla torre dell'orologio e realizzata una lunga scala a rampa unica (oggi non più esistente). Le scuole rimasero funzionanti fino al 1794 quando le stanze vennero occupate dalle milizie pontificie per poi riaprire qualche anno più tardi ed essere definitivamente trasferite nel 1823 nell'ex convento dei Servi. I medesimi spazi furono allora occupati dalla caserma dell'esercito pontificio fino al 1848. Successivamente, alla fine del XIX secolo, il fabbricato fu adibito a sede della Regia Pretura con conseguente stravolgimento delle aperture su corso Saffi che assunsero allora la conformazione attuale, che vede alcune di esse fortemente disallineate rispetto a quelle dei piani inferiori. Il 17 novembre 1944, a seguito del crollo della torre del campanile per opera delle mine innescate dall'esercito tedesco in ritirata, il fabbricato subì ingenti danni nella porzione adiacente alla torre, che di fatto vi crollò addosso. Negli anni successivi, il fervido dibattito che si innescò circa le modalità più opportune per ricucire il tessuto urbano lacerato dagli eventi bellici coinvolse solo marginalmente i locali su corso Saffi, che vennero restaurati senza riproporre l'originale collegamento con il volume della torre dell'orologio e, soprattutto, privi della preziosa scala che conduceva dal Corso direttamente alle aule ed alla loggia su Piazza dei Martiri.



Veduta di G. Pistocchi, Prospetto della Piazza Maggiore di Faenza, 1763 (particolare)



Planimetria del complesso datata 1821, ospitante all'epoca la caserma dell'esercito pontificio



Planimetria del complesso nel 1900, quando ospitò la Regia Pretura



Vista del complesso nel 1938



Esiti del crollo del campanile nel 1944

La loggia su Piazza dei Martiri: relazione storica e stato di conservazione



Vista attuale della loggia

La loggia risulta oggi parzialmente incastonata tra il fabbricato precedentemente descritto ed il Palazzo del Podestà; i suoi orizzontamenti (sia quelli intermedi che la copertura) risultano infatti collegati ad entrambe le strutture.

La presenza di uno scalone di accesso al Palazzo del Podestà e di una loggetta sul fronte orientale del complesso è documentabile mediante fonti indirette già nel XIII secolo. Tuttavia, nei secoli successivi i rimaneggiamenti quest'area furono molteplici e profondi al punto che nell'Ottocento la scala si trovava ad essere coperta da una volta di mattoni imbiancata, prendendo luce da un paio di finestre aperte verso l'esterno, risultando di fatto inglobata assieme alla loggia all'interno del tessuto edilizio che ricopriva la facciata posteriore dell'intero Palazzo del Podestà. La conformazione attuale, tanto dello scalone quanto della loggetta, risalgono invece all'opera dell'Ing. Guido Zucchini di Bologna che ne progettò la configurazione assieme a Gaetano Ballardini a partire dal 1921. I lavori furono poi eseguiti nel corso del 1926 e videro la completa demolizione delle preesistenze (mantenendo e consolidando esclusivamente gli arconi posti al di sotto della rampa dello scalone) per far posto ad un disegno d'assieme in stile fortemente romantico, su ispirazione delle correnti di pensiero di Boito e Viollet le Duc. La copertura era allora composta da una serie di capriate lignee dipinte ed intagliate in legno d'abete, di cui oggi non rimane alcuna traccia: a seguito del crollo dell'adiacente campanile nel 1944, la ricostruzione di parte

dell'adiacente fabbricato su Corso Saffi amputato della porzione che lo collegava al campanile comportò anche il rifacimento della copertura della loggia che parzialmente vi poggiava sopra.



Ricostruzione in stile del loggiato nel 1926

Attualmente il coperto è costituito infatti da una serie di travi spingenti in legno massello, prive di ogni decorazione, posate a mo' di puntone tra il paramento murario del palazzo del Podestà e le arcate del loggiato; sul lato che affaccia verso il campanile, ricostruito completamente isolato dai fabbricati che una volta vi si addossavano ai lati, è presente oggi uno sbalzo realizzato mediante due travi di legno in appoggio l'una sull'altra, collegate alle murature dei due fabbricati che il loggiato separa o collega, che dir si voglia.



Copertura della loggia sul lato che affaccia e sbalza verso la torre dell'orologio



Attuale conformazione della copertura spingente



Lesioni connesse al ribaltamento della facciata

Data la attuale conformazione del coperto, appare particolarmente critica la spinta verso l'esterno che le travi principali ed in particolare il cantonale d'angolo generano nei confronti delle strutture verticali di sostegno, caratterizzate tra l'altro da bassissima resistenza alle azioni orizzontali fuori dal piano, come è tipico per loggiati con colonnine in pietra e arcate in muratura. A dimostrazione di quanto appena esposto, è recentemente apprezzabile l'attivazione di un cinematismo di primo modo (ribaltamento semplice) dell'angolo del loggiato con cerniera identificabile da una serie di fessurazioni (attualmente oggetto di monitoraggio) in corrispondenza circa del solaio di piano primo, ovvero alla quota di sbarco della scala.

L'intervento progettuale

Le finalità di questo secondo stralcio funzionale dei lavori di restauro e risanamento conservativo del complesso edilizio denominato "Palazzo del Podestà" risultano essere essenzialmente:

- L'eliminazione delle principali vulnerabilità riscontrabili nelle strutture del loggiato su Piazza dei Martiri e dell'unità strutturale denominata "Ex scuola di musica";
- Restauro e risanamento conservativo delle principali situazioni di degrado materico che investe tanto le strutture quanto le finiture del complesso;
- Riqualificazione impiantistica del complesso attraverso rinnovamento e/o sostituzione degli impianti elettrici, idrici e meccanici;
- Riqualificazione funzionale del complesso attraverso una nuova distribuzione degli spazi interni, con creazione di nuovi percorsi e vie d'esodo (compresa la realizzazione di una nuova scala metallica per l'uscita di sicurezza posta nella parte meridionale del fronte su Piazza dei Martiri);
- Rinnovamento delle superfici e delle finiture interne (pavimentazioni, intonaci, tinteggiature, infissi e serramenti, arredi, ecc.).

Dal punto di vista prettamente strutturale, l'intervento consisterà essenzialmente nel:

1. Rifacimento completo della copertura del blocco denominato "Ex scuola di musica", conservando (se opportuno e previo consolidamento) esclusivamente le nr. 6 capriate lignee che ne costituiscono l'ossatura portante. Le lavorazioni previste sono:
 - smontaggio del manto di copertura, delle tavole in laterizio e delle orditure lignee attualmente presenti;
 - consolidamento dei nodi e degli appoggi delle capriate lignee (o, se necessario, sostituzione completa con analoghi elementi di nuova realizzazione);
 - posa di nuove travi in legno massello o lamellare di abete e soprastante doppio tavolato incrociato;
 - realizzazione di cordolo tirante perimetrale mediante posa di piatto metallico in corrispondenza dei muri perimetrali e di spina del fabbricato, ancorato su di essi tramite barre filettate in acciaio inghisate con resine epossidiche all'interno di preforni verticali
 - realizzazione di opportuni strati di coibentazione, ventilazione e impermeabilizzazione della nuova copertura;
 - rifacimento del manto di copertura in coppi, con integrazione degli elementi danneggiati e/o giudicati incongrui per il rimontaggio attraverso coppi nuovi anticati o di recupero da altri fabbricati con caratteristiche analoghe;
2. Consolidamento della copertura del loggiato su Piazza dei Martiri, conservandone integralmente la struttura lignea esistente. Le lavorazioni previste sono:
 - smontaggio del manto di copertura;
 - consolidamento delle strutture lignee (orditura primaria e secondaria) mediante accoppiamento di profilati metallici a C su ambo i fianchi delle travi lignee e realizzazione di nuovi appoggi sulle murature perimetrali con piastre metalliche;
 - eliminazione della spinta generata dalla copertura sulle strutture verticali mediante posa di catene metalliche collegate da un lato ai profilati metallici di consolidamento dei puntoni lignei e dall'altro a contropiastre metalliche posate sul paramento murario interno del Palazzo del Podestà previa realizzazione di fori passanti;

- realizzazione di cordolo tirante perimetrale mediante posa di piatto metallico lungo le linee di gronda e colmo della copertura, ancorato sulle murature tramite barre filettate in acciaio inghisate con resine epossidiche all'interno di prefori verticali;
 - realizzazione di nuova impermeabilizzazione della copertura e rifacimento del manto in coppi, con integrazione degli elementi danneggiati e/o giudicati incongrui per il rimontaggio attraverso coppi nuovi anticati o di recupero da altri fabbricati con caratteristiche analoghe;
3. Modifiche alle aperture su muri portanti del blocco denominato "Ex scuola di musica":
- chiusura di tre porte mediante l'uso di mattoni nuovi con caratteristiche meccaniche certificate all'uso in zona sismica;
 - riapertura di una porta precedentemente esistente e ora trasformata in finestra con ringrosso delle spalle murarie;
 - allargamento di una porta esistente in uno dei setti trasversali interni al fabbricato;
4. Lievi modifiche alle aperture su muri portanti del Palazzo del Podestà:
- Riapertura con allargamento di una porta precedentemente esistente e ora tamponata, per il collegamento con lo sbarco della nuova scala metallica di uscita di sicurezza, nella porzione meridionale del fronte su Piazza dei Martiri;
 - Allargamento di una porta esistente in corrispondenza del passaggio verso il loggiato di Piazza dei Martiri, per garantire la larghezza minima richiesta per l'esodo in caso di emergenza;
5. Rialzo della quota di calpestio su una parte della superficie della loggia e del secondo piano del fabbricato denominato "Ex scuola di musica", in modo da uniformarla a quella del Salone dell'Arengo. La lavorazione prevede la realizzazione di una nuova pedana rialzata a struttura metallica leggera e finitura in doppio tavolato di legno da sovrapporre al solaio esistente, opportunamente distaccato e, nel caso della loggia, impermeabilizzato. Lo spazio intercluso tra i due elementi non sarà accessibile se non per manutenzione o ispezione delle strutture e delle tubazioni che scorreranno nell'intercapedine. Le strutture metalliche di sostegno del nuovo calpestio saranno direttamente ancorate alle strutture di elevazione in muratura e l'aumento dei carichi provocato su di esse verrà compensato dalla rimozione delle pavimentazioni e dei sottofondi attualmente esistenti sui solai sui quali insistono le nuove pedane.
6. Realizzazione di nuova forometria negli orizzontamenti di piano primo e secondo del fabbricato denominato "Ex scuola di musica" per ospitare un nuovo vano montacarichi al fine del superamento delle barriere architettoniche per l'accesso al fabbricato.
7. Realizzazione di nuova parete in cartongesso e profili di sostegno in alluminio di altezza maggiore a 4,0 mt (e pertanto rilevante sismicamente) all'interno del Salone dell'Arengo, quale nuovo divisorio tra locale impianti e salone espositivo. La parete verrà ancorata direttamente sul solaio di piano (costituito da grandi volte in muratura), sulle pareti esterne e, in sommità, alla sotto-catena di una delle capriate di copertura.
8. Eliminazione di nr. 2 pareti in muratura di mattoni ad una testa presenti al piano secondo del fabbricato denominato "Ex scuola di musica", in falso sulle volte del solaio sottostante e pertanto dannose dal punto di vista strutturale sia in termini statici che sismici. Sostituzione di una terza

parete, sempre in muratura di mattoni ad una testa, anch'essa in falso sul solaio sottostante, con nuova parete realizzata mediante struttura leggera a secco (cartongesso e profili in alluminio).

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici

Nella progettazione e nelle verifiche sono state utilizzate le *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 e la relativa Circolare Applicativa n. 617 del 2 Febbraio 2009.

Si è inoltre tenuto conto di quanto modificato ed integrato con il D.M. 17 Gennaio 2018 – “*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*”.

d) Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito, delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali;

L'edificio è situato in Piazza del Popolo, in località Faenza (RA) con le seguenti coordinate geografiche:

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)
44.28544899	11.88333333
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)
44.287197	11.884481
Altitudine (mt)	38



Individuazione immobile oggetto di intervento

Il fabbricato viene classificato come opera che prevede affollamenti significativi (Classe d'uso III), essendo un edificio che può assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Si assume come vita nominale della costruzione $V_n = 50$ anni.

Per costruzioni in Classe d'uso III il valore del coefficiente d'uso C_u viene assunto pari a 1,5.

Definizione dell'azione sismica

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento, valutato moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso della costruzione, per cui si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{anni}$$

Per tale vita di riferimento si devono considerare azioni sismiche che abbiano una probabilità di superamento pari al:

- SLO: 81% in $V_R = 75$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 45$ anni
- SLD: 63% in $V_R = 75$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 75$ anni
- SLV: 10% in $V_R = 75$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 712$ anni
- SLC: 5% in $V_R = 75$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 1462$ anni

I valori dei parametri sismici relativi a ciascuno stato limite sono riportati nella seguente tabella riassuntiva.

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL:

Classe dell'edificio III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi		SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
Vita Nominale Struttura 50		SLO	45	0.081	2.395	0.268
Periodo di Riferimento per l'azione sismica 75		SLD	75	0.102	2.392	0.277
		SLV	712	0.233	2.480	0.309
		SLC	1462	0.288	2.539	0.320

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto secondo la classificazione indicata nelle NTC 17/01/2018, il profilo stratigrafico risulta appartenere alla **categoria di sottosuolo di tipo "C"**. Dal punto di vista topografico il sito di costruzione risulta pianeggiante, rientrando nella **categoria topografica T_1** , per cui il **coefficiente di amplificazione topografica S_T** è $s_T = 1,0$.

La zona sismica in cui sorge il fabbricato è classificata in Zona Sismica 2, caratterizzata da pericolosità sismica media. In particolare, per quanto riguarda lo stato limite SLV, si considera l'accelerazione orizzontale massima $a_g = 0,233g$.

I valori dei parametri sismici sono riportati nelle schermate seguenti che riassumono i dati di input utilizzati nell'analisi.

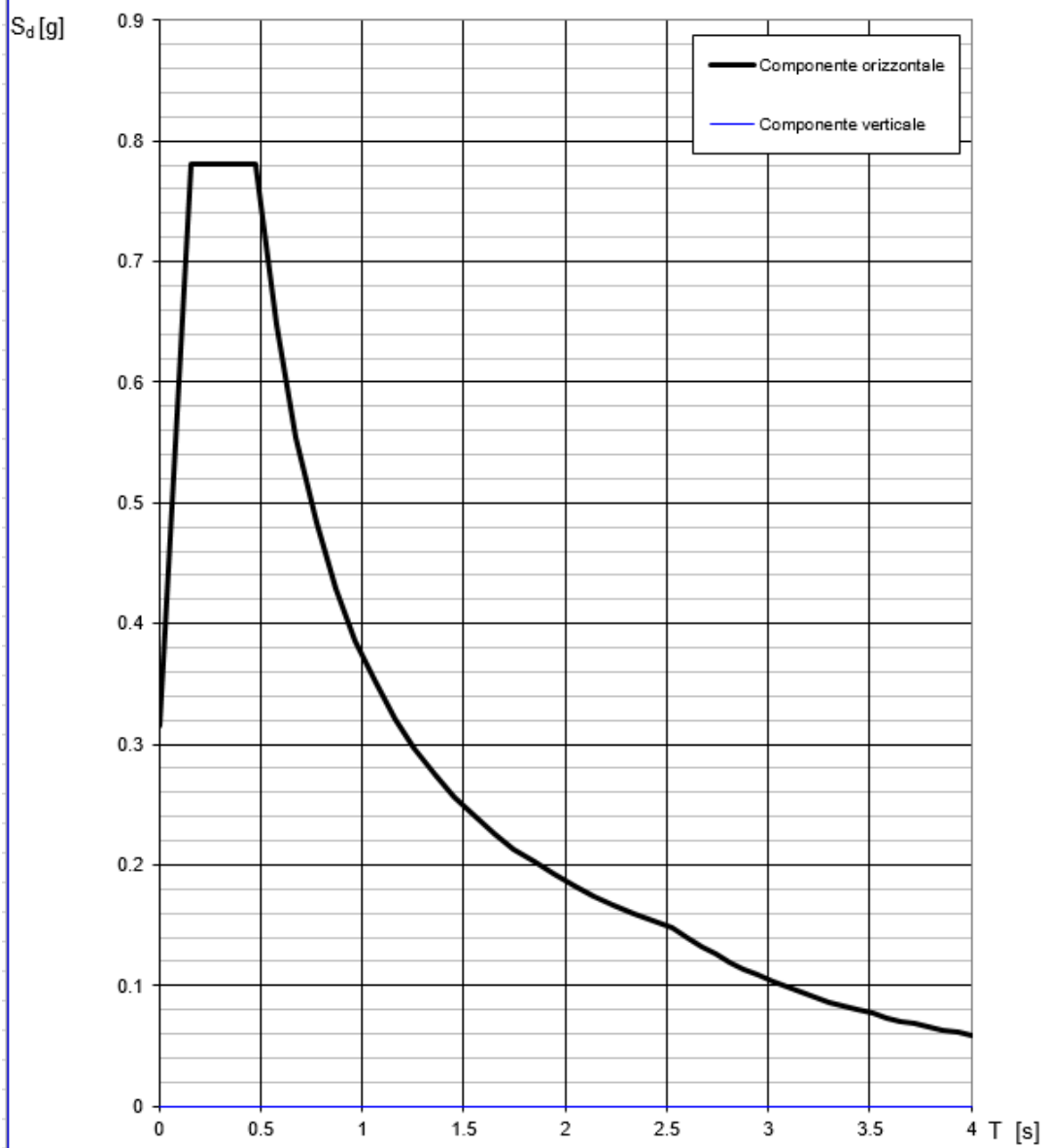
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.233 g
F_o	2.480
T_C^*	0.309 s
S_S	1.354
C_C	1.547
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.354
η	1.000
T_B	0.159 s
T_C	0.478 s
T_D	2.530 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Definizione dell'azione della neve

La norma stabilisce che il valore del carico neve sulla copertura sia calcolato come:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t$$

Valore caratteristico del carico neve al suolo:

Il valore di q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Il sito di riferimento è quello della zona II - Mediterranea (regione Emilia Romagna).

Il valore caratteristico minimo del carico della neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 1,5kN / m^2 \text{ per } a_s \leq 200m$$

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente di esposizione c_e viene di norma assunto pari a 1.

Coefficiente termico:

Il coefficiente termico c_t viene di norma assunto pari a 1.

Coefficiente di forma della copertura:

Viene assunto un coefficiente di forma pari a 0,8.

Pertanto il valore del carico neve sulla copertura risulta:

$$q_s(\mu_1) = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2kN / m^2 = 120daN / m^2$$

Definizione dei carichi verticali permanenti portati e accidentali sugli orizzontamenti (stato di progetto)

Solaio di copertura oggetto di sostituzione - blocco ex scuola di musica:

AZIONI	TIPO DI CARICO	CARICO SLE (daN/mq)	γ	CARICO SLU (daN/mq)
G1	Doppio tavolato incrociato di abete sp. 3+3 cm	30	1,3	39
G2	Isolamento, ventilazione e manto di copertura in coppi di laterizio	80	1,3	104
Totali permanenti Gk		110		143
Qk1	Accidentale (Neve)	120	1,5	180
Fd	Totale carichi	230		323

Solaio di copertura oggetto di consolidamento - loggia su Piazza dei Martiri:

AZIONI	TIPO DI CARICO	CARICO SLE (daN/mq)	γ	CARICO SLU (daN/mq)
G1	Tavole esistenti in legno sp. 5 cm	30	1,3	39
G2	Manto di copertura in coppi di laterizio	80	1,3	104
Totali permanenti Gk		110		143
Qk1	Accidentale (Neve in accumulo)	240	1,5	360
Fd	Totale carichi	350		503

Solaio di piano secondo - blocco ex scuola di musica, specchiature 4a, 4b, 4c, 4d:

AZIONI	TIPO DI CARICO	CARICO SLE (daN/mq)	γ	CARICO SLU (daN/mq)
G1	Doppio tavolato incrociato di abete sp. 3+3 cm	30	1,3	39
G2	ISOCAL 10 cm; massetto sabbia e cemento 5 cm, pavimentazione	185	1,3	241
G2	Incidenza tramezzi interni in cartongesso	80	1,3	104
Totali permanenti Gk		295		384
Qk1	CAT C3 ex tab. 3.1.II NTC2018	500	1,5	750
Fd	Totale carichi	795		1134

Nuove pedane in acciaio e legno:

AZIONI	TIPO DI CARICO	CARICO SLE (daN/mq)	γ	CARICO SLU (daN/mq)
G1	Doppio tavolato incrociato di abete sp. 3+3 cm	30	1,3	39
G2	Parquet in listoni	10	1,3	13
Totali permanenti Gk		40		52
Qk1	CAT C3 ex tab. 3.1.II NTC2018	500	1,5	750
Fd	Totale carichi	540		802

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

I materiali utilizzati per uso strutturale sono distinti come segue:

Strutture in calcestruzzo gettato in opera (cordolo di cerchiatura delle nuove aperture nel solaio della volta):

- Calcestruzzo di classe C25/30 (§11.3.1 DM2008), con resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 141,66 \text{ daN/cm}^2$;
- Acciaio B450C (§11.3.2 DM2008) controllato in stabilimento, con resistenza di calcolo pari a $f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$.

Acciaio da carpenteria:

- S275-JR
- Classe di esecuzione ex UNI EN 1090-2: EX-C2

Acciaio per bulloneria:

- Classe 8.8

Legno lamellare per nuovi orizzontamenti di piano e di copertura:

- Classe GI24h
- Classe GI32h

Per una più approfondita identificazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione utilizzati, si rimanda al documento "3. *Relazione sui materiali*", allegato alla presente istanza.

f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

Criteri di progettazione:

Il progetto prevede una serie di interventi su di un fabbricato in muratura portante composto da complessivi 3 piani fuori terra, dei quali solo il terzo ed ultimo risulta appartenere per intero alla proprietà comunale, promotrice dell'intero intervento.

I piani terra e primo, invece, risultano attualmente prevalentemente occupati da attività commerciali aperte al pubblico, i cui locali interni non saranno oggetto di intervento: fanno eccezione i soli ambienti destinati a contenere il vano montacarichi per l'abbattimento delle barriere architettoniche per l'accesso al Palazzo del Podestà.

L'intervento strutturale pertanto, oltre a rispondere alle esigenze del progetto architettonico in termini di distribuzione e percorsi interni (con la creazione di due pedane metalliche per sopraelevare l'attuale quota di calpestio uniformandola a quella del Salone dell'Arengo), è incentrato su un miglioramento dei collegamenti tra orizzontamenti e strutture verticali e, al contempo, sulla riduzione dei carichi permanenti strutturali e portati. Inoltre, anche a seguito dalla accurata compagna di indagini eseguita, si è provveduto a valutare il livello di sicurezza dei principali elementi strutturali costituenti l'involucro dell'unità immobiliare oggetto di intervento (solaio piano secondo, coperture, paramenti murari e divisori interni) e, laddove le verifiche abbiano fornito esito negativo, a progettare la sostituzione e/o il consolidamento.

In particolare, si è riscontrata la presenza di tre divisori interni privi di carattere portante realizzati in muratura di mattoni pieni, in falso sui solai sottostanti e se ne è prescritta l'eliminazione o, in un caso, la sostituzione con una nuova parete leggera in cartongesso. Inoltre, il rifacimento delle finiture interne e degli impianti ha fornito l'occasione per eliminare il pesante riempimento inerte riscontrato in alcuni campi di solaio (con picchi di 35 cm di spessore, costituiti prevalentemente da sabbia, cemento disgregato e cocci da demolizione), sostituendolo con un sottofondo alleggerito in calcestruzzo additivato con polistirolo (densità a secco circa 400 kg/mc).

Per rispondere alle esigenze di esodo in caso d'incendio del Salone, due aperture esistenti sul paramento murario del Palazzo del Podestà (delle quali una attualmente completamente tamponata) dovranno subire un lieve allargamento, con demolizione delle spalle murarie e ricostruzione dell'architrave. Nel seguito, si intende verificare che tale intervento non alteri in modo significativo la conformazione portante del fabbricato in termini di rigidezza e resistenza, dimostrando che la rigidezza finale non vari significativamente rispetto a quella iniziale e che la resistenza e lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non siano inferiori ai corrispondenti valori dello stato iniziale.

Verifica della rigidezza della parete

La rigidezza iniziale (K_{in}) si calcola con la formula:

$$K = \frac{GAEl^2}{((h^3)G + 1.2hEl^2)}$$

dove:

- E,G = moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;

- l, h = larghezza ed altezza del maschio murario;
- A = l*t = area del maschio
- t = spessore del maschio
- $K_{in} = K_1 + K_2 + \dots = \Sigma K_i$

A seguito di modifica delle aperture o di inserimento di nuove, la parete assume una configurazione diversa da quella iniziale; la rigidezza (K_{mod}) nello stato modificato (tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari) deve risultare:

$$K_{mod} \geq K_{in}$$

Se tale verifica non è soddisfatta allora occorre intervenire con un rinforzo quale la cerchiatura del vano mediante un telaio metallico; dopodiché la rigidezza finale deve risultare:

$$K_{fin} = K_{mod} + K_T \geq K_{in}$$

$$K_T = 12 * E * \Sigma J_p / H^3 \text{ (rigidezza del telaio)}$$

dove:

- E = modulo elastico del materiale costituente i piedritti;
- ΣJ_p = somma dei momenti d'inerzia dei piedritti (possono essere due o più piedritti);
- H = altezza del piedritto.

Verifica della resistenza della parete

La verifica viene condotta calcolando la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza dopo l'intervento (in conseguenza di una migliore distribuzione delle aperture, oppure per l'inserimento di un telaio di rinforzo oppure a seguito di interventi

di consolidamento) risulti superiore a quella che la parete possedeva prima dell'intervento di miglioramento.

Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione (rottura per fessurazione diagonale) che quella per presso flessione; il valore di calcolo sarà il minore tra i due.

La resistenza al taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari.

$$V_{t,fin} \geq V_{t,in}$$

L'azione tagliante ultima del pannello murario può calcolarsi con la formula:

$$V_t = l * t * 1,5 \frac{(\tau_{od})}{b} \sqrt{1 + \frac{(\sigma_o)}{(1,5 \tau_{od})}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{(\sigma_o)}{f_{td}}}$$

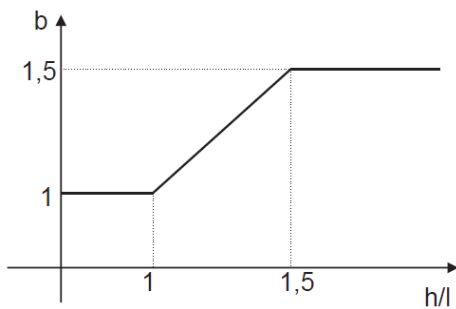
dove:

- l è la lunghezza del pannello;
- t è lo spessore del pannello;
- σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

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

- f_{td} resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura;
- $f_{td} = 1,5 \tau_{0d}$
- τ_{0d} resistenza di calcolo a taglio della muratura;
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete.

Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello



Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale (taglio per trazione).

La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo:

$$M_u = \sigma_0 \cdot l^2 \cdot t / 2 \cdot [1 - \sigma_0 / (0,85 \cdot f_d)]$$

dove:

- $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$ = tensione media verticale
- f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura che potrà essere assunta pari al valore medio tra quelli riportati in tabella C8A.2.1 della circ 617/2009 diviso il fattore di confidenza.

Pertanto, l'azione tagliante che produce la rottura per pressoflessione, è:

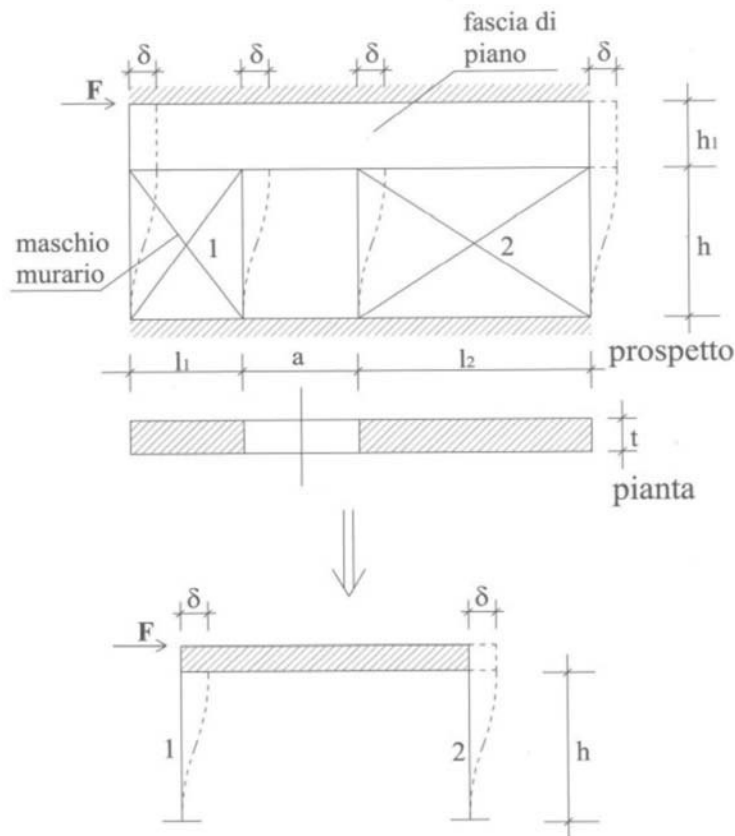
$$V_{pf} = 2 \cdot M_u / h$$

Quindi la resistenza al taglio ultima del maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per pressoflessione:

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

Metodologia di modellazione

Le pareti in muratura sono state analizzate considerando il pannello (maschio murario) vincolato con incastro fisso alla base e incastro scorrevole in sommità, dove agisce la forza di taglio F (comportamento alla "Grinter"). La parete può dunque assimilarsi ad un'asta verticale incastrata ai due estremi. In pratica i pannelli murari compresi tra le aperture contigue vengono a costituire i ritti della struttura (maschi murari), che sarà poi completata dai traversi orizzontali (fasce di piano), supporti infinitamente rigidi (comportamento tipo *shear type*).



g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati;

Ai sensi del § 8.3 del DM 17 Gennaio 2018, "la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU".

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura.

I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo. In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera e in questo caso vengono considerati come carichi verticali uniformemente distribuiti.

Tutti gli altri carichi accidentali considerati sono il carico dovuto alla neve, al vento e l'azione dinamica dovuta al sisma.

Le azioni sollecitanti utilizzate sono state calcolate secondo le seguenti formulazioni:

Combinazione fondamentale: stati limite ultimi (SLU)

$$F_{fondamentale} = \gamma_G * G_k + \gamma_Q * [Q_{K,1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0,j} * Q_{k,j})]$$

Dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$Q_{k,1}$ è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante (principale) di ogni combinazione;

$Q_{k,j}$ sono i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti e che possono agire contemporaneamente a quella dominante;

γ_G = coefficiente parziale per le azioni permanenti = 1,3

(1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

γ_Q = coefficiente parziale per le azioni variabili = 1,5

(0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

h) Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa;

La tipologia di intervento in oggetto (riparazioni e interventi locali) non ha richiesto l'esecuzione di una analisi complessiva del fabbricato. Sono state pertanto svolte esclusivamente verifiche di sicurezza sugli elementi strutturali oggetto di sostituzione o consolidamento, mediante calcoli manuali coadiuvati da fogli di calcolo elettronici di comprovata validità.

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

Ai sensi del § 8.3 del DM 17 Gennaio 2018, "la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU (SLV)".

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

j,1) Verifiche di sicurezza inerenti i nuovi solai lignei del piano secondo:

Specchiatura 4a: travi 20x28 cm – classe Gl32h – passo 110 cm – luce massima 464 cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	BS16	U.D.M
E_{0mean} //		120000	Kg/cm ²
E †		4500	Kg/cm ²
G_{mean}		8400	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione // $f_{m,k}$		320	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione // $f_{t,0,g,k}$		205	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione † $f_{t,90,g,k}$		4.5	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione // $f_{c,0,g,k}$		280	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione † $f_{c,90,g,k}$		33	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		27	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		108000	Kg/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
			U.D.M
Luce di calcolo effettiva		4.64	m
Base della trave (b)		20	cm
Altezza della trave (h)		28	cm
Interasse (i)		110	cm
Angolo di falda		0	α°
Interasse effettivo		110	cm
Area sezione		560	cm ²
Momento d'inerzia Jx		36587	cm ⁴
Modulo di resistenza Wx		2613	cm ³
Modulo di resistenza Wy		1867	cm ³

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec. (Kg/m ³)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		600	31 Kg/m ²
CARICHI PERMANENTI G2			295 Kg/m ²
TOTALE PERMANENTI (G)			326 Kg/m²
-			-
CARICHI ACCIDENTALI			

Neve (Qn)	500	Kg/m2
Vento (Qv)	0	Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI	500	Kg/m2
CARICO CONCENTRATO (P1)	0	Kg
P FATTORIZZATO SLU	0	Kg

VERIFICHE SLU

SOLLECITAZIONI CdC1

$F_d = g_g * G_{ik} + g_q * (Q_{1k} + y_0 * Q_{ik})$		
$q_{dc1} =$	1291	Kg/ml
Taglio		
TA	2994	Kg
TB	-2994	Kg
Momento flettente tot = QL²/8		
M _{AB}	-3473	Kgm
Freccia max SLU		
f _{MAX SLU1}	-1.22	cm

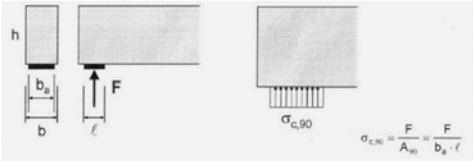
VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

tipo di legno	CdC1		
classe di servizio	LAMELLARE	interno	
classe di durata	1	vento	
	C (MEDIA)		
g _M	1.45		
K _{mod1}	0.80		

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

CdC1		
Momento max =	3473	Kgm
M _{dx} =	3473	Kgm
M _{dy} =	0	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	133	Kg/cm2
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm2
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} / g_m =$	177	Kg/cm2

CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\sigma_{m,x,d} < K_{crit} * f_{m,d}$		
$\sigma_{m,cr} =$	2764	N/mm ²

$\lambda_{rel,m} =$	0.34			
$K_{crit} =$	1.00			
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	177			
VERIFICATA				
VERIFICA A TAGLIO				
CdC1				
$V_d =$	2994	Kg		
$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	8.0	Kg/cm ²		
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	14.9	Kg/cm ²		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$				
VERIFICATA				
VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APPOGGI				
CdC1				
$F_{c,90,d} = V_d$	2994	Kg		
dim. appoggio "A"	15	cm		
dim. appoggio "B"	20	cm		
				
$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	10.0	Kg/cm ²		
$f_{c,90,d} = K_{mod} \cdot f_{c,90,k} / \gamma_m$	18.2	Kg/cm ²		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{c,90,d} < 1.5 \cdot f_{c,90,d}$				
$1.5 \cdot f_{c,90,d} =$	27.3	Kg/cm ²		
VERIFICATA				

VERIFICHE SLE

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve + vento				
$b =$	20	cm		
$h =$	28	cm		
Momento d'inerzia $J_x =$	36587	cm ⁴		

Modulo elastico E =	120000	Kg/cm2			
controfreccia w0 =	0	cm			
CdE 1 combinazione rara	$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	908	Kg/ml
			2	633	Kg/ml
			max	908	Kg/ml
CdE 2 combinazioni frequenti	$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	468	Kg/ml
			2	468	Kg/ml
			max	468	Kg/ml
CdE 3 combinazioni quasi-permanenti	$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	358	Kg/ml
			2	/	
			max	358	Kg/ml
		w(M)	w(T) = ql ² /8GA'	w max	
Freccia istantanea totale w_{ist} (CdE1) =	1.25				
5/384*QL ⁴ /EJ =	1.25	0.06	1.31	cm	
Freccia differita w_{dif} (CdE3) =	0.49				
5/384*QL ⁴ /EJ =	0.49	0.02	0.52	cm	
CdE 2' comb. freq. solo carichi variabili	$F_d = \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$		1	110	Kg/ml
			2	0	Kg/ml
			max	110	Kg/ml
Freccia istantanea solo variab w_{ist} (CdE2') =	0.15				
5/384*QL ⁴ /EJ + ql ² /8GA' =	0.15	0.01	0.16	cm	
w _{ist} (CdE1) < L /	300		1.31	1.55	VERIFICATA
w _{fin} = w _{ist} + w _{dif} - w _c < L /	200		1.83	2.32	VERIFICATA

Specchiature 4b e 4d: travi 16x20 cm – classe Gl24h – passo 100 cm – luce massima 262 cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	BS11	U.D.M
E_{0mean} //		116000	Kg/cm2
E †		3800	Kg/cm2
G_{mean}		7200	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a flessione // $f_{m,k}$		240	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a trazione // $f_{t,0,g,k}$		170	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a trazione † $f_{t,90,g,k}$		4.5	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a compressione // $f_{c,0,g,k}$		240	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a compressione † $f_{c,90,g,k}$		27	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		27	Kg/cm2
$E //_{0,05}$		94000	Kg/cm2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
			U.D.M
Luce di calcolo effettiva		2.62	m
Base della trave (b)		16	cm
Altezza della trave (h)		20	cm
Interasse (i)		100	cm
Angolo di falda		0	°
Interasse effettivo		100	cm
Area sezione		320	cmq
Momento d'inerzia J_x		10667	cm4
Modulo di resistenza W_x		1067	cm3
Modulo di resistenza W_y		853	cm3

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		600	19 Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2			295 Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)			314 Kg/m2
-			-
CARICHI ACCIDENTALI			
Neve (Qn)			500 Kg/m2
Vento (Qv)			0 Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI			500 Kg/m2
			-

CARICO CONCENTRATO (P1)	0	Kg
P FATTORIZZATO SLU	0	Kg

VERIFICHE SLU

SOLLECITAZIONI

$F_d = g_g * G_k + g_q * (Q_{1k} + y_0 * Q_{ik})$		
	$q_{dc1} =$	1158 Kg/ml
Taglio		
TA		1518 Kg
TB		-1518 Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M_{AB}		-994 Kgm
Freccia max SLU		
$f_{MAX SLU1}$		-0.40 cm

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

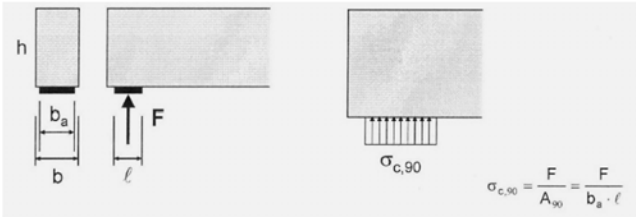
CdC1			
tipo di legno	LAMELLARE		
classe di servizio	1	interno	
classe di durata	C (MEDIA)	vento	
g_M	1.45		
K_{mod1}	0.80		

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

CdC1				
Momento max =	994	Kgm		
$M_{dx} =$	994	Kgm		
$M_{dy} =$	0	Kgm		
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	93	Kg/cm ²		
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm ²		
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} * g_M =$	132	Kg/cm ²		
CONDIZIONE DI VERIFICA				
$\sigma_{m,x,d} < K_{crit} * f_{m,d}$				
$\sigma_{m,crit} =$	3594	N/mm ²		
$\lambda_{rel,m} =$	0.26			
$K_{crit} =$	1.00			

$K_{crit} * f_{m,d} =$	132			
VERIFICATA				

VERIFICA A TAGLIO				
CdC1				
Vd =	1518	Kg		
$\tau_d = 1.5 * Vd / b * h$	7.1	Kg/cm2		
$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m =$	14.9	Kg/cm2		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$				
VERIFICATA				

VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APPOGGI				
CdC1				
$F_{c,90,d} = Vd$	1518	Kg		
dim. appoggio "A"	15	cm		
dim. appoggio "B"	16	cm		
				
$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	6.3	Kg/cm2		
$f_{c,90,d} = K_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_m$	14.9	Kg/cm2		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{c,90,d} < 1.5 * f_{c,90,d}$				
$1.5 * f_{c,90,d} =$	22.3	Kg/cm2		
VERIFICATA				

VERIFICHE SLE

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	16	cm		
h =	20	cm		

Momento d'inerzia Jx =	10667	cm ⁴			
Modulo elastico E =	116000	Kg/cm ²			
controfreccia w0 =	0	cm			
CdE 1 combinazione rara	$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	814	Kg/ml
			2	564	Kg/ml
			max	814	Kg/ml
CdE 2 combinazioni frequenti	$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	414	Kg/ml
			2	414	Kg/ml
			max	414	Kg/ml
CdE 3 combinazioni quasi-permanenti	$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	314	Kg/ml
			2	/	
			max	314	Kg/ml
		w(M)	w(T) = ql ² /8GA'	w max	
Freccia istantanea totale w_{ist} (CdE1)=	0.40				
5/384*QL ⁴ /EJ =	0.40	0.04	0.44	cm	
Freccia differita w_{dif} (CdE3)=	0.16				
5/384*QL ⁴ /EJ =	0.16	0.01	0.17	cm	
CdE 2' comb. freq. solo carichi variabili	$F_d = \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$		1	100	Kg/ml
			2	0	Kg/ml
			max	100	Kg/ml
Freccia istantanea solo variab w_{ist} (CdE2')=	0.05				
5/384*QL ⁴ /EJ + ql ² /8GA' =	0.05	0.00	0.05	cm	
$w_{ist} (CdE1) < L/$	300		0.44	0.87	VERIFICATA
$w_{fin} = w_{ist} + w_{dif} - w_c < L/$	200		0.61	1.31	VERIFICATA

Specchiatura 4c (esistente): travi 30x30 cm – classe C14 – passo 120 cm – luce massima 319 cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	C14	U.D.M
E_{0mean} //		70000	Kg/cm2
E †		2300	Kg/cm2
G_{mean}		4400	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a flessione // $f_{m,k}$		140	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a trazione // $f_{t,0,g,k}$		80	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a trazione † $f_{t,90,g,k}$		4	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a compressione // $f_{c,0,g,k}$		160	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a compressione † $f_{c,90,g,k}$		20	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		17	Kg/cm2
$E //_{0,05}$		47000	Kg/cm2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
			U.D.M
Luce di calcolo effettiva		3.19	m
Base della trave (b)		30	cm
Altezza della trave (h)		30	cm
Interasse (i)		120	cm
Angolo di falda		0	α°
Interasse effettivo		120	cm
Area sezione		900	cmq
Momento d'inerzia J_x		67500	cm4
Modulo di resistenza W_x		4500	cm3
Modulo di resistenza W_y		4500	cm3

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec. (Kg/m3)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		600	45 Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2			295 Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)			340 Kg/m2
-			-
CARICHI ACCIDENTALI			
Neve (Qn)			500 Kg/m2
Vento (Qv)			0 Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI			500 Kg/m2
			-

CARICO CONCENTRATO (P1)	0	Kg
P FATTORIZZATO SLU	0	Kg

VERIFICHE SLU

SOLLECITAZIONI

$F_d = g_g * G_k + g_q * (Q_{1k} + y_0 * Q_{ik})$		
$q_{dc1} =$	1430	Kg/ml
Taglio		
TA	2281	Kg
TB	-2281	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M_{AB}	-1819	Kgm
Freccia max SLU		
$f_{MAX SLU1}$	-0.28	cm

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

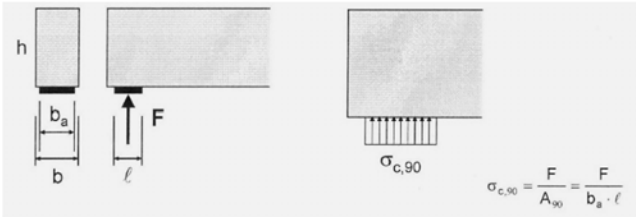
	CdC1				
tipo di legno	LEGNO	interno			
classe di servizio	1				
classe di durata	C (MEDIA)				
g_M	1.40				
K_{mod1}	0.80				

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

CdC1					
Momento max =	1819	Kgm			
$M_{dx} =$	1819	Kgm			
$M_{dy} =$	0	Kgm			
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	40	Kg/cm ²			
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm ²			
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} * g_M =$	80	Kg/cm ²			
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{m,x,d} < K_{crit} * f_{m,d}$					
$\sigma_{m,cr} =$	3481	N/mm ²			
$\lambda_{rel,m} =$	0.20				
$K_{crit} =$	1.00				

$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	80			
VERIFICATA				

VERIFICA A TAGLIO				
CdC1				
Vd =	2281	Kg		
$\tau_d = 1.5 \cdot Vd / b \cdot h$	3.8	Kg/cm ²		
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} \cdot g_m =$	9.7	Kg/cm ²		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$				
VERIFICATA				

VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APPOGGI				
CdC1				
$F_{c,90,d} = Vd$	2281	Kg		
dim. appoggio "A"	15	cm		
dim. appoggio "B"	30	cm		
				
$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	5.1	Kg/cm ²		
$f_{c,90,d} = K_{mod} \cdot f_{c,90,k} \cdot g_m$	11.4	Kg/cm ²		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{c,90,d} < 1.5 \cdot f_{c,90,d}$				
$1.5 \cdot f_{c,90,d} =$	17.1	Kg/cm ²		
VERIFICATA				

VERIFICHE SLE

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	30	cm		
h =	30	cm		

Momento d'inerzia Jx =	67500	cm4			
Modulo elastico E =	70000	Kg/cm2			
controfreccia w0 =	0	cm			
CdE 1 combinazione rara	$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	1008	Kg/ml
			2	708	Kg/ml
			max	1008	Kg/ml
CdE 2 combinazioni frequenti	$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	528	Kg/ml
			2	528	Kg/ml
			max	528	Kg/ml
CdE 3 combinazioni quasi-permanenti	$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	408	Kg/ml
			2	/	
			max	408	Kg/ml
		w(M)	w(T) = ql ² /8GA'	w max	
Freccia istantanea totale w_{ist} (CdE1) =	0.29				
5/384*QL ⁴ /EJ =	0.29	0.04	0.33	cm	
Freccia differita w_{dif} (CdE3) =	0.12				
5/384*QL ⁴ /EJ =	0.12	0.02	0.13	cm	
CdE 2' comb. freq. solo carichi variabili	$F_d = \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$		1	120	Kg/ml
			2	0	Kg/ml
			max	120	Kg/ml
Freccia istantanea solo variab w_{ist} (CdE2') =	0.03				
5/384*QL ⁴ /EJ + ql ² /8GA' =	0.03	0.00	0.04	cm	
$w_{ist} (CdE1) < L /$	300		0.33	1.06	VERIFICATA
$w_{fin} = w_{ist} + w_{dif} - w_c < L /$	200		0.46	1.60	VERIFICATA

j,2) Verifiche di sicurezza inerenti i solai lignei di copertura:

Nuova copertura ex scuola di musica: travi 16x20 cm – classe Gl24h – passo 120 cm – luce max 460 cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	BS11	U.D.M
E_{0mean} //		116000	Kg/cm ²
E †		3800	Kg/cm ²
G_{mean}		7200	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione //	$f_{m,k}$	240	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione //	$f_{t,0,g,k}$	170	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione †	$f_{t,90,g,k}$	4.5	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione //	$f_{c,0,g,k}$	240	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione †	$f_{c,90,g,k}$	27	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione	$f_{v,g,k}$	27	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		94000	Kg/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
			U.D.M
Luce di calcolo effettiva		4.60	m
Base della trave (b)		16	cm
Altezza della trave (h)		20	cm
Interasse (i)		120	cm
Angolo di falda		0	°
Interasse effettivo		120	cm
Area sezione		320	cm ²
Momento d'inerzia Jx		10667	cm ⁴
Modulo di resistenza Wx		1067	cm ³
Modulo di resistenza Wy		853	cm ³

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m ³)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		600	16 Kg/m ²
CARICHI PERMANENTI G2			110 Kg/m ²
TOTALE PERMANENTI (G)			126 Kg/m ²
-			-
CARICHI ACCIDENTALI			
Neve (Qn)			120 Kg/m ²
Vento (Qv)			0 Kg/m ²
TOTALE ACCIDENTALI			120 Kg/m ²

CARICO CONCENTRATO (P1)

0

Kg

P FATTORIZZATO SLU

0

Kg

VERIFICHE SLU

SOLLECITAZIONI

$$F_d = \gamma_g * G_k + \gamma_q * (Q_{1k} + \psi_0 * Q_{ik})$$

$$Q_{dc1} = 413 \text{ Kg/ml}$$

Taglio

TA	949	Kg
TB	-949	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-1091	Kgm
----------	-------	-----

Freccia max SLU

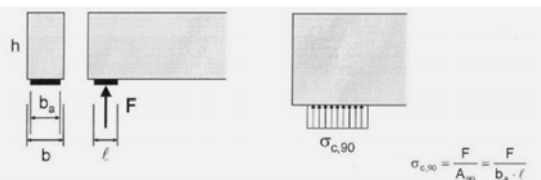
$f_{MAX SLU1}$	-1.34	cm
----------------	-------	----

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

tipo di legno	LAMELLARE	interno	
classe di servizio	1		
classe di durata	D (BREVE)		
γ_M	1.45		
K_{mod1}	0.90		

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

CdC1				
Momento max =	1091	Kgm		
$M_{dx} =$	1091	Kgm		
$M_{dy} =$	0	Kgm		
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	102	Kg/cm ²		
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm ²		
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m =$	149	Kg/cm ²		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{m,x,d} < K_{crit} * f_{m,d}$				
$\sigma_{m,cr} =$	2047	N/mm ²		
$\lambda_{rel,m} =$	0.34			
$K_{crit} =$	1.00			

$K_{crit} * f_{m,d} =$	149				
VERIFICATA					
VERIFICA A TAGLIO					
CdC1					
Vd =	949	Kg			
$\tau_d = 1.5 * Vd / b * h$	4.4	Kg/cm ²			
$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m =$	16.8	Kg/cm ²			
CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$					
VERIFICATA					
VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APPOGGI					
CdC1					
$F_{c,90,d} = Vd$	949	Kg			
dim. appoggio "A"	15	cm			
dim. appoggio "B"	16	cm			
					
$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	4.0	Kg/cm ²			
$f_{c,90,d} = K_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_m =$	16.8	Kg/cm ²			
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{c,90,d} < 1.5 * f_{c,90,d}$					
$1.5 * f_{c,90,d} =$	25.1	Kg/cm ²			
VERIFICATA					

VERIFICHE SLE

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento					
b =	16	cm			
h =	20	cm			
Momento d'inerzia Jx =	10667	cm ⁴			
Modulo elastico E =	116000	Kg/cm ²			

controfreccia $w_0 =$		0	cm		
CdE 1 combinazione rara	$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$				
	1	295	Kg/ml		
	2	223	Kg/ml		
	max	295	Kg/ml		
CdE 2 combinazioni frequenti	$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$				
	1	180	Kg/ml		
	2	180	Kg/ml		
	max	180	Kg/ml		
CdE 3 combinazioni quasi-permanenti	$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$				
	1	151	Kg/ml		
	2	/			
	max	151	Kg/ml		
		w(M)	w(T) = $ql^2/8GA'$	w max	
Freccia istantanea totale w_{ist} (CdE1) =		1.39			
$5/384 \cdot QL^4/EJ =$		1.39	0.04	1.43	cm
Freccia differita w_{dif} (CdE3) =		0.71			
$5/384 \cdot QL^4/EJ =$		0.71	0.02	0.73	cm
CdE 2' comb. freq. solo carichi variabili	$F_d = \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$				
	1	29	Kg/ml		
	2	0	Kg/ml		
	max	29	Kg/ml		
Freccia istantanea solo variab w'_{ist} (CdE2') =		0.14			
$5/384 \cdot QL^4/EJ + ql^2/8GA' =$		0.14	0.00	0.14	cm
$w_{ist} (CdE1) < L/$		300	1.43	1.53	VERIFICATA
$w_{fin} = w_{ist} + w_{dif} - w_c < L/$		200	2.16	2.30	VERIFICATA

Loggia (esistente): terzere 10x10 cm – classe C14 – passo 78 cm – luce massima 177 cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	C14	U.D.M
E_{0mean} //		70000	Kg/cm ²
E †		2300	Kg/cm ²
G_{mean}		4400	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione //	$f_{m,k}$	140	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione //	$f_{t,0,g,k}$	80	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione †	$f_{t,90,g,k}$	4	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione //	$f_{c,0,g,k}$	160	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione †	$f_{c,90,g,k}$	20	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione	$f_{v,g,k}$	17	Kg/cm ²
E // _{0,05}		47000	Kg/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
			U.D.M
Luce di calcolo effettiva		1.77	m
Base della trave (b)		10	cm
Altezza della trave (h)		10	cm
Interasse (i)		78	cm
Angolo di falda		0	α°
Interasse effettivo		78	cm
Area sezione		100	cm ²
Momento d'inerzia Jx		833	cm ⁴
Modulo di resistenza Wx		167	cm ³
Modulo di resistenza Wy		167	cm ³

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m ³)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		600	8 Kg/m ²
CARICHI PERMANENTI G2			110 Kg/m ²
TOTALE PERMANENTI (G)			118 Kg/m²
-			-
CARICHI ACCIDENTALI			
Neve (Qn)			200 Kg/m ²
Vento (Qv)			0 Kg/m ²
TOTALE ACCIDENTALI			200 Kg/m²
			-

CARICO CONCENTRATO (P1)

0

Kg

P FATTORIZZATO SLU

0

Kg

VERIFICHE SLU

SOLLECITAZIONI

$$F_d = \gamma_g * G_k + \gamma_q * (Q_{1k} + \psi_0 * Q_{ik})$$

$$Q_{dc1} = 353 \text{ Kg/ml}$$

Taglio

TA	313	Kg
TB	-313	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-138	Kgm
----------	------	-----

Freccia max SLU

$f_{MAX SLU1}$	-0.53	cm
----------------	-------	----

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

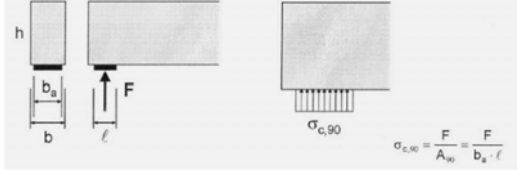
tipo di legno	CdC1	interno	
	LAMELLARE		
	1		
classe di servizio			
classe di durata	D (BREVE)		
γ_M	1.45		
K_{mod1}	0.90		

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

CdC1				
Momento max =	138	Kgm		
$M_{dx} =$	138	Kgm		
$M_{dy} =$	0	Kgm		
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	83	Kg/cm ²		
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm ²		
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m =$	87	Kg/cm ²		
CONDIZIONE DI VERIFICA				
$\sigma_{m,x,d} < K_{crit} * f_{m,d}$				
$\sigma_{m,cr} =$	2091	N/mm ²		
$\lambda_{rel,m} =$	0.26			
$K_{crit} =$	1.00			

$K_{crit} * f_{m,d} =$	87			
VERIFICATA				

VERIFICA A TAGLIO				
CdC1				
Vd =	313	Kg		
$\tau_d = 1.5 * Vd / b * h$	4.7	Kg/cm2		
$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m =$	10.6	Kg/cm2		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$				
VERIFICATA				

VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APPOGGI				
CdC1				
$F_{c,90,d} = Vd$	313	Kg		
dim. appoggio "A"	15	cm		
dim. appoggio "B"	10	cm		
				
$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	2.1	Kg/cm2		
$f_{c,90,d} = K_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_m =$	12.4	Kg/cm2		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{c,90,d} < 1.5 * f_{c,90,d}$				
$1.5 * f_{c,90,d} =$	18.6	Kg/cm2		
VERIFICATA				

VERIFICHE SLE

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	10	cm		
h =	10	cm		
Momento d'inerzia Jx =	833	cm4		

Modulo elastico E =	70000	Kg/cm2			
controfreccia w0 =	0	cm			
CdE 1 combinazione rara	$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	248	Kg/ml
			2	170	Kg/ml
			max	248	Kg/ml
CdE 2 combinazioni frequenti	$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	123	Kg/ml
			2	123	Kg/ml
			max	123	Kg/ml
CdE 3 combinazioni quasi-permanenti	$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	92	Kg/ml
			2	/	
			max	92	Kg/ml
		w(M)	w(T) = ql ² /8GA'	w max	
Freccia istantanea totale w_{ist} (CdE1) =	0.54				
5/384*QL ⁴ /EJ =	0.54	0.03	0.57	cm	
Freccia differita w_{dif} (CdE3) =	0.20				
5/384*QL ⁴ /EJ =	0.20	0.01	0.21	cm	
CdE 2' comb. freq. solo carichi variabili	$F_d = \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$		1	31	Kg/ml
			2	0	Kg/ml
			max	31	Kg/ml
Freccia istantanea solo variab w'_{ist} (CdE2') =	0.07				
5/384*QL ⁴ /EJ + ql ² /8GA' =	0.07	0.00	0.07	cm	
w _{ist} (CdE1) < L /	300		0.57	0.59	VERIFICATA
w _{fin} = w _{ist} + w _{dif} - w _c < L /	200		0.78	0.89	VERIFICATA

Loggia (esistente): arcarecci 14x18 cm – classe C14 – passo 150 cm – luce massima 427 cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	C14	U.D.M
E_{0mean} //		70000	Kg/cm ²
E †		2300	Kg/cm ²
G_{mean}		4400	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione //	$f_{m,k}$	140	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione //	$f_{t,0,g,k}$	80	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione †	$f_{t,90,g,k}$	4	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione //	$f_{c,0,g,k}$	160	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione †	$f_{c,90,g,k}$	20	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione	$f_{v,g,k}$	17	Kg/cm ²
E // _{0,05}		47000	Kg/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
			U.D.M
Luce di calcolo effettiva		4.27	m
Base della trave (b)		14	cm
Altezza della trave (h)		18	cm
Interasse (i)		150	cm
Angolo di falda		0	°
Interasse effettivo		150	cm
Area sezione		252	cm ²
Momento d'inerzia Jx		6804	cm ⁴
Modulo di resistenza Wx		756	cm ³
Modulo di resistenza Wy		588	cm ³

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m ³)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		600	10 Kg/m ²
CARICHI PERMANENTI G2			110 Kg/m ²
TOTALE PERMANENTI (G)			120 Kg/m²
-			-
CARICHI ACCIDENTALI			
Neve (Qn)			200 Kg/m ²
Vento (Qv)			0 Kg/m ²
TOTALE ACCIDENTALI			200 Kg/m²
			-

CARICO CONCENTRATO (P1)

0

Kg

P FATTORIZZATO SLU

0

Kg

VERIFICHE SLU

SOLLECITAZIONI

$$F_d = \gamma_g * G_k + \gamma_q * (Q_{1k} + \psi_0 * Q_{ik})$$

$$q_{dC1} = 684 \text{ Kg/ml}$$

Taglio

TA	1461	Kg
TB	-1461	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M _{AB}	-1559	Kgm
-----------------	-------	-----

Freccia max SLU

f _{MAX SLU1}	-4.29	cm
-----------------------	-------	----

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

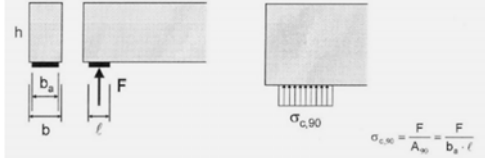
tipo di legno	CdC1		interno	
	LAMELLARE			
	1			
classe di servizio				
classe di durata	D (BREVE)			
γ_M	1.45			
K _{mod1}	0.90			

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

CdC1				
Momento max =	1559	Kgm		
M _{dx} =	1559	Kgm		
M _{dy} =	0	Kgm		
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	206	Kg/cm ²		
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm ²		
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m =$	87	Kg/cm ²		
CONDIZIONE DI VERIFICA				
$\sigma_{m,x,d} < K_{crit} * f_{m,d}$				
$\sigma_{m,cr} =$	944	N/mm ²		
$\lambda_{rel,m} =$	0.39			
K _{crit} =	1.00			

$K_{crit} * f_{m,d} =$	87			
NON VERIFICATA				

VERIFICA A TAGLIO				
CdC1				
Vd =	1461	Kg		
$\tau_d = 1.5 * Vd / b * h$	8.7	Kg/cm2		
$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m =$	10.6	Kg/cm2		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$				
VERIFICATA				

VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APPOGGI				
CdC1				
$F_{c,90,d} = Vd$	1461	Kg		
dim. appoggio "A"	15	cm		
dim. appoggio "B"	14	cm		
				
$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	7.0	Kg/cm2		
$f_{c,90,d} = K_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_m$	12.4	Kg/cm2		
CONDIZIONE DI VERIFICA $\sigma_{c,90,d} < 1.5 * f_{c,90,d}$				
$1.5 * f_{c,90,d} =$	18.6	Kg/cm2		
VERIFICATA				

VERIFICHE SLE

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	14	cm		
h =	18	cm		
Momento d'inerzia Jx =	6804	cm4		
Modulo elastico E =	70000	Kg/cm2		

controfreccia w0 =		0	cm		
CdE 1 combinazione rara	$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$				
	1	480	Kg/ml		
	2	330	Kg/ml		
	max	480	Kg/ml		
CdE 2 combinazioni frequenti	$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$				
	1	240	Kg/ml		
	2	240	Kg/ml		
	max	240	Kg/ml		
CdE 3 combinazioni quasi-permanenti	$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$				
	1	180	Kg/ml		
	2	/			
	max	180	Kg/ml		
	w(M)	w(T) = ql ² /8GA'	w max		
Freccia istantanea totale w_{ist} (CdE1) =	4.36				
5/384*QL ⁴ /EJ =	4.36	0.12	4.48	cm	
Freccia differita w_{dif} (CdE3) =	1.64				
5/384*QL ⁴ /EJ =	1.64	0.04	1.68	cm	
CdE 2' comb. freq. solo carichi variabili	$F_d = \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$				
	1	60	Kg/ml		
	2	0	Kg/ml		
	max	60	Kg/ml		
Freccia istantanea solo variab w'_{ist} (CdE2') =	0.55				
5/384*QL ⁴ /EJ + ql ² /8GA' =	0.55	0.01	0.56	cm	
$w_{ist} (CdE1) < L /$	300		4.48	1.42	NON VERIFICATA
$w_{fin} = w_{ist} + w_{dif} - W_c < L /$	200		6.16	2.14	NON VERIFICATA

Sia le verifiche di resistenza che quelle di deformabilità hanno dato esito negativo: occorre progettare un intervento di rinforzo.

In accordo con la Soprintendenza Archeologica, Belle Arti e Paesaggio di Ravenna, si è valutato di mantenere e conservare in toto le strutture lignee esistenti, affiancando gli elementi le cui verifiche di sicurezza abbiano fornito esito negativo con nuovi elementi in metallo ai quali viene affidata l'intera capacità portante della copertura. Ciò è reso possibile dalla sovrapposizione delle tre orditure (puntoni, arcarecci, terzere e soprastante tavolame).

Le sollecitazioni di verifica vengono pertanto, nel caso in questione, affidate per ciascun elemento ad una coppia di profilati metallici in acciaio S275 JR pressopiegati, sezione C 180x60x30x4 mm, collegati all'elemento ligneo per mezzo di una serie di barre filettate in fori passanti praticati a quinconce con passo 60 cm per tutta la sua lunghezza.

I profili metallici poggiano su altrettanti elementi di rinforzo in corrispondenza dell'intersezione degli arcarecci con i puntoni, secondo i particolari esecutivi riportati negli elaborati grafici di progetto.

Le sollecitazioni di progetto ($M_{Ed} = 1.559 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $V_{Ed} = 1.461 \text{ kg}$) risultano ampiamente sopportabili dai due profili accoppiati, sia in termini di resistenza che di deformabilità:

LUCE	(cm)		427
INTERASSE DX	(cm)		150
INTERASSE SN	(cm)		150
INTERASSE DI CARICO	(cm)		150
G1 (p.p. trave)	(daN/ml)		10
G1	(daN/mq)		110
G2	(daN/mq)		0
Qk1	(daN/mq)		200
TOT (SLE)	(daN/mq)		317
TOT (SLU)	(daN/mq)		452
q(SLU)	(daN/cm)		6.775
q(SLE)	(daN/cm)		4.75
fyk	(N/cmq)		2,750
E	(N/cmq)		2,100,000
gamma m0			1.05
M max (SLU)	(daNcm)	$ql^2/8$	154,410
V max (SLU)	(daN)	$ql/2$	1,446
f max (SLE)	LUCE/	200	2.135
Wpl min	(cm3)		59
Jy min	(cm4)		459

C180X60X30X4.0

Geometria

Principali		
B	60.0	mm
B2	30.0	mm
H	180.0	mm

Spessori		
t1	4.0	mm
t2	4.0	mm
t3	4.0	mm

Raccordi		
R1	8.00	mm
R2	8.00	mm
R3	4.00	mm
R4	4.00	mm

Caratteristiche Elastiche

Generali		
Peso	10.48	daN/m
Area	13.35	cm ²
rx	6.8	cm
ry	2.3	cm
ru	6.8	cm
rv	2.3	cm
xg	1.99	cm
yg	9.00	cm
It	1.41	cm ⁴

Momenti d'inerzia		
Jx	620.47	cm ⁴
Jy	67.70	cm ⁴
Jxy	0.00	cm ⁴
Ju	620.47	cm ⁴
Jv	67.70	cm ⁴

Moduli di resistenza		
Wxx	68.94	cm ³
Wyy	16.90	cm ³

Acciaio
© STACEC Srl

Loggia (esistente): puntoni 17x20 cm – classe C14 – passo 425 cm – luce massima 500 cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	C14	U.D.M
E_{0mean} //		70000	Kg/cm ²
E †		2300	Kg/cm ²
G_{mean}		4400	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione //	$f_{m,k}$	140	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione //	$f_{t,0,g,k}$	80	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione †	$f_{t,90,g,k}$	4	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione //	$f_{c,0,g,k}$	160	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione †	$f_{c,90,g,k}$	20	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione	$f_{v,g,k}$	17	Kg/cm ²
E // _{0,05}		47000	Kg/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			U.D.M
Luce di calcolo effettiva		5.00	m
Base della trave (b)		17	cm
Altezza della trave (h)		20	cm
Interasse (i)		425	cm
Angolo di falda		0	°
Interasse effettivo		425	cm
Area sezione		340	cm ²
Momento d'inerzia Jx		11333	cm ⁴
Modulo di resistenza Wx		1133	cm ³
Modulo di resistenza Wy		963	cm ³

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m ³)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		600	5
CARICHI PERMANENTI G2			110
TOTALE PERMANENTI (G)			115
-			-
CARICHI ACCIDENTALI			
Neve (Qn)			200
Vento (Qv)			0
TOTALE ACCIDENTALI			200
			-

CARICO CONCENTRATO (P1)

0

Kg

P FATTORIZZATO SLU

0

Kg

VERIFICHE SLU

SOLLECITAZIONI

$$F_d = \gamma_g * G_k + \gamma_q * (Q_{1k} + \psi_0 * Q_{ik})$$

$$Q_{dC1} = 1909 \quad \text{Kg/ml}$$

Taglio

TA	4773	Kg
TB	-4773	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-5966	Kgm
----------	-------	-----

Freccia max SLU

$f_{MAX SLU1}$	-13.51	cm
----------------	--------	----

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

CdC1		
tipo di legno	LAMELLARE	
classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	
γ_M	1.45	
K_{mod1}	0.90	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

CdC1		
Momento max =	5966	Kgm
$M_{dx} =$	5966	Kgm
$M_{dy} =$	0	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	526	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	0	Kg/cm ²
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m =$	87	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\sigma_{m,x,d} < K_{crit} * f_{m,d}$		
$\sigma_{m,cr} =$	1070	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.36	
$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} * f_{m,d} =$	87	
$K_{crit} * f_{m,d} =$	87	

NON VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO

CdC1

Vd =	4773	Kg		
$\tau_d = 1.5 \cdot Vd / b \cdot h$	21.1	Kg/cm ²		
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m$	10.6	Kg/cm ²		

CONDIZIONE DI VERIFICA

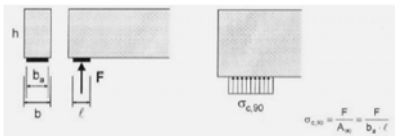
$$\tau_d < f_{v,d}$$

NON VERIFICATA

VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APPOGGI

CdC1

$F_{c,90,d} = Vd$	4773	Kg		
dim. appoggio "A"	15	cm		
dim. appoggio "B"	17	cm		



$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	18.7	Kg/cm ²		
$f_{c,90,d} = K_{mod} \cdot f_{c,90,k} / \gamma_m$	12.4	Kg/cm ²		

CONDIZIONE DI VERIFICA

$$\sigma_{c,90,d} < 1.5 \cdot f_{c,90,d}$$

$1.5 \cdot f_{c,90,d} =$	18.6	Kg/cm ²		
--------------------------	-------------	--------------------	--	--

NON VERIFICATA

VERIFICHE SLE

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento

b =	17	cm		
h =	20	cm		
Momento d'inerzia Jx =	11333	cm ⁴		
Modulo elastico E =	70000	Kg/cm ²		
controfreccia w0 =	0	cm		

$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	1338	Kg/ml	
CdE 1 combinazione rara		2	913	Kg/ml	
		max	1338	Kg/ml	
$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	658	Kg/ml	
CdE 2 combinazioni frequenti		2	658	Kg/ml	
		max	658	Kg/ml	
$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	488	Kg/ml	
CdE 3 combinazioni quasi-permanenti		2	/		
		max	488	Kg/ml	
	w(M)	w(T) = ql ² /8GA'	w max		
Freccia istantanea totale w_{ist} (CdE1) =	13.72				
5/384*QL ⁴ /EJ =	13.72	0.34	14.06	cm	
Freccia differita w_{dif} (CdE3) =	5.00				
5/384*QL ⁴ /EJ =	5.00	0.12	5.13	cm	
$F_d = \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$		1	170	Kg/ml	
CdE 2' comb. freq. solo carichi variabili		2	0	Kg/ml	
		max	170	Kg/ml	
Freccia istantanea solo variab w'_{ist} (CdE2') =	1.74				
5/384*QL ⁴ /EJ + ql ² /8GA' =	1.74	0.04	1.79	cm	
$w_{ist} (CdE1) < L /$	300		14.06	1.67	NON VERIFICATA
$w_{fin} = w_{ist} + w_{dif} - w_c < L /$	200		19.19	2.50	NON VERIFICATA

Sia le verifiche di resistenza che quelle di deformabilità hanno dato esito negativo: occorre progettare un intervento di rinforzo.

In accordo con la Soprintendenza Archeologica, Belle Arti e Paesaggio di Ravenna, si è valutato di mantenere e conservare in toto le strutture lignee esistenti, affiancando gli elementi le cui verifiche di sicurezza abbiano fornito esito negativo con nuovi elementi in metallo ai quali viene affidata l'intera capacità portante della copertura. Ciò è reso possibile dalla sovrapposizione delle tre orditure (puntoni, arcarecci, terzere e soprastante tavolame).

Le sollecitazioni di verifica vengono pertanto, nel caso in questione, affidate per ciascun elemento ad una coppia di profilati metallici in acciaio S275 JR pressopiegati, sezione C 200x100x50x5 mm, collegati all'elemento ligneo per mezzo di una serie di barre filettate in fori passanti praticati a quinconce con passo 60 cm per tutta la sua lunghezza.

I profili metallici poggiano su altrettanti elementi di rinforzo in corrispondenza dell'intersezione degli arcarecci con i puntoni, secondo i particolari esecutivi riportati negli elaborati grafici di progetto.

Le sollecitazioni di progetto ($M_{Ed} = 5.924 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $V_{Ed} = 4.739 \text{ kg}$) risultano ampiamente sopportabili dai due profili accoppiati, sia in termini di resistenza che di deformabilità:

LUCE	(cm)		500
INTERASSE DX	(cm)		425
INTERASSE SN	(cm)		425
INTERASSE DI CARICO	(cm)		425
G1 (p.p. trave)	(daN/ml)		10
G1	(daN/mq)		110
G2	(daN/mq)		0
Qk1	(daN/mq)		200
TOT (SLE)	(daN/mq)		312
TOT (SLU)	(daN/mq)		446
q(SLU)	(daN/cm)		18.9575
q(SLE)	(daN/cm)		13.275
fyk	(N/cmq)		2,750
E	(N/cmq)		2,100,000
gamma m0			1.05
M max (SLU)	(daNcm)	$ql^2/8$	592,422
V max (SLU)	(daN)	$ql/2$	4,739
f max (SLE)	LUCE/	200	2.5
Wpl min	(cm3)		226
Jy min	(cm4)		2,058

C200X100X50X5.0

Geometria		
Principali		
B	100.0	mm
B2	50.0	mm
H	200.0	mm
Spessori		
t1	5.0	mm
t2	5.0	mm
t3	5.0	mm
Raccordi		
R1	10.00	mm
R2	10.00	mm
R3	5.00	mm
R4	5.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	18.33	daN/m
Area	23.35	cm ²
rx	7.8	cm
ry	3.9	cm
ru	7.8	cm
rv	3.9	cm
xg	3.98	cm
yg	10.00	cm
It	3.75	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	1417.36	cm ⁴
Jy	359.81	cm ⁴
Jxy	-0.00	cm ⁴
Ju	1417.36	cm ⁴
Jv	359.81	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	141.74	cm ³
Wy	59.80	cm ³

Acciaio
STACEC Srl

j.3) Verifiche di sicurezza inerenti le capriate lignee esistenti

Nel fabbricato denominato ex scuola di musica, la principale specchiatura del solaio di copertura è attualmente costituita da nr. 6 capriate lignee con catena e sottocatena, costituite da elementi in legno massiccio sezione minima 20x20 cm, che attualmente paiono caratterizzate da un buono stato di conservazione.

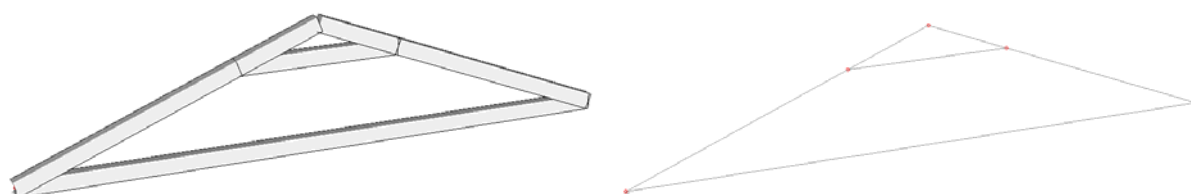
Previa verifica puntuale anche mediante sondaggi (ora non possibili a causa della presenza di un controsoffitto in cannarella), in sede di direzione lavori verrà accertata la possibilità di mantenerle, eseguendo il solo consolidamento dei nodi che risultano attualmente privi di ferramenta di collegamento.

Di seguito pertanto viene eseguita la verifica di sicurezza degli elementi lignei, considerando la specie legnosa di abete con classe di resistenza minima secondo la tabella fornita dal CNR nella tabella 18-1 dell' DT205 del 2007, ovvero la C14.

Tabella 18-1-Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
Modulo elastico [GPa]													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m³]													
massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	ρ_m	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Viene realizzato un semplice modello di calcolo per mezzo di software fem (Mastersap della AMV) eseguendo una analisi statica lineare al fine di determinare lo stato tensionale dei singoli elementi lignei:



Modello capriata in legno – schema statico di calcolo

I valori di calcolo per le proprietà del materiale "X_d" sono stati definiti a partire dai valori caratteristici della tipologia di legno utilizzato e con riferimento combinato alle classi di servizio (umidità ambiente) e alle classi di durata del carico. Per la determinazione del K_{mod} è stata considerata l'azione di minor durata ("media durata" dei carichi variabili), la classe di servizio 2 e il coefficiente parziale di sicurezza per il legno massiccio γ_M=1,50. Le resistenze di calcolo a flessione, taglio e compressione valgono rispettivamente:

$$f_{m,d} = [K_{mod}(0,80) * f_{m,k}(140)] / \gamma_M (1,50) = 75 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = [K_{mod}(0,80) * f_{v,k}(17)] / \gamma_M (1,50) = 9 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = [K_{mod}(0,80) * f_{c,k}(160)] / \gamma_M (1,50) = 85 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{t,0,d} = [K_{mod}(0,80) * f_{t0,k}(80)] / \gamma_M (1,50) = 43 \text{ daN/cm}^2$$

La capriata è composta da elementi di sez.20x20cm e copre una luce massima pari a 9,20 m circa.

L'elemento più sollecitato risulta essere il puntone, che presenta le seguenti tensioni di calcolo:

- Tensione di calcolo a compressione $\sigma_{c,0,d} = N/A = 6.600 \text{ daN} / 400 \text{ cm}^2 = 16 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione di calcolo a flessione $\sigma_{m,d} = M/W = 68.682 \text{ daN} / \text{cm} / 1.333 \text{ cm}^3 = 51 \text{ daN/cm}^2$.

Verifica di resistenza "slu"

- *Verifica a pressoflessione del puntone*

La verifica a pressoflessione risulta soddisfatta in quanto:

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d} / f_{m,d} = (16/85)^2 + (51/75) = 0.71 < 1$$

- *Verifica a taglio del puntone*

La verifica a taglio risulta soddisfatta in quanto:

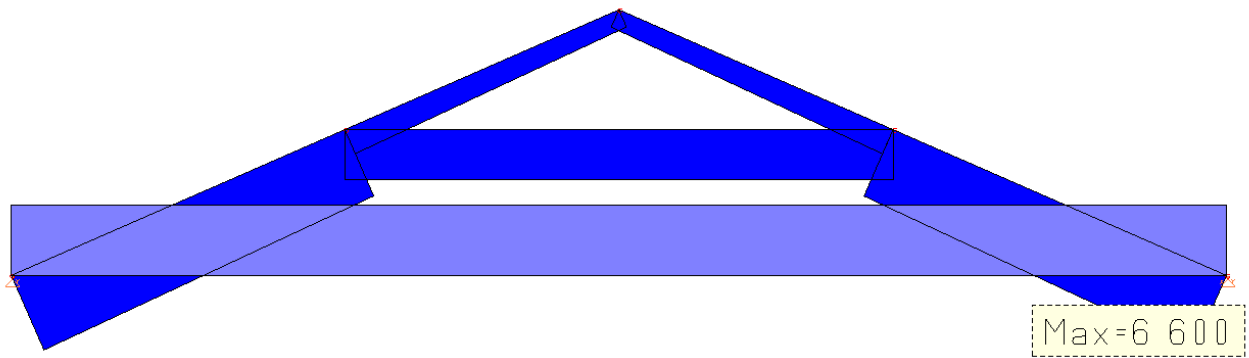
$$\tau_d = \frac{V_{Ed} \cdot S}{J \cdot b} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 883 \text{ kg}}{2 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 3,31 \text{ kg} / \text{cm}^2 < f_{v,d}$$

Verifica di deformabilità "sle"

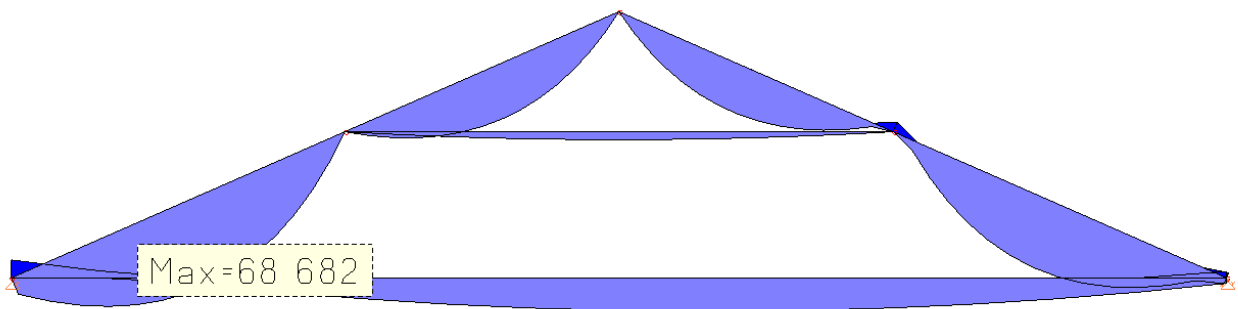
La verifica di deformabilità viene eseguita sul puntone della nuova capriata, adottando il carico derivante dalla combinazione di carico "rara".

La freccia massima in mezzera risulta:

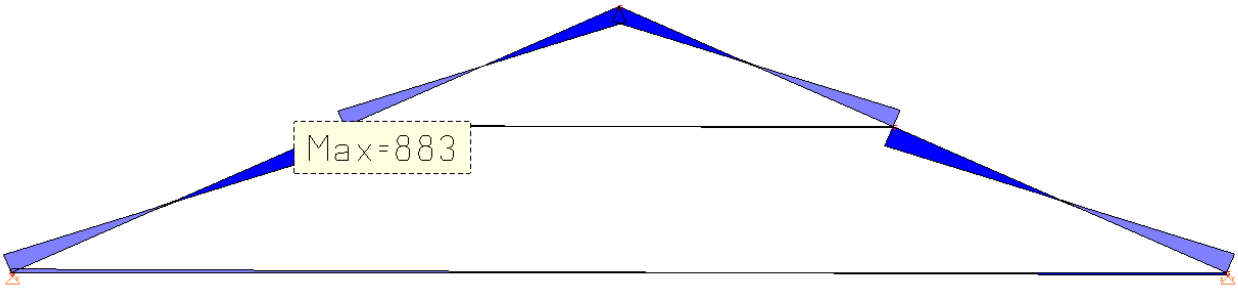
$$f_{ini} = 1,43 \text{ cm} < 920 / 250 = 3,68 \text{ cm}$$



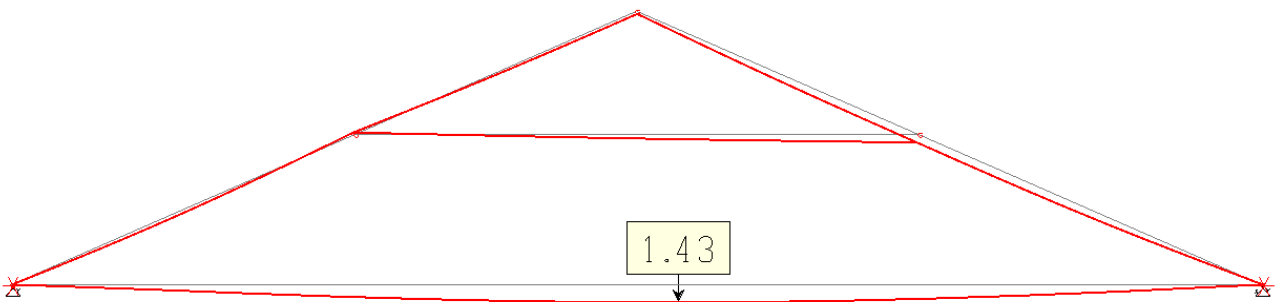
Sforzo Normale F_x [daN]



Momento flettente M_z [daN*cm]



Sforzo di Taglio F_y [daN]

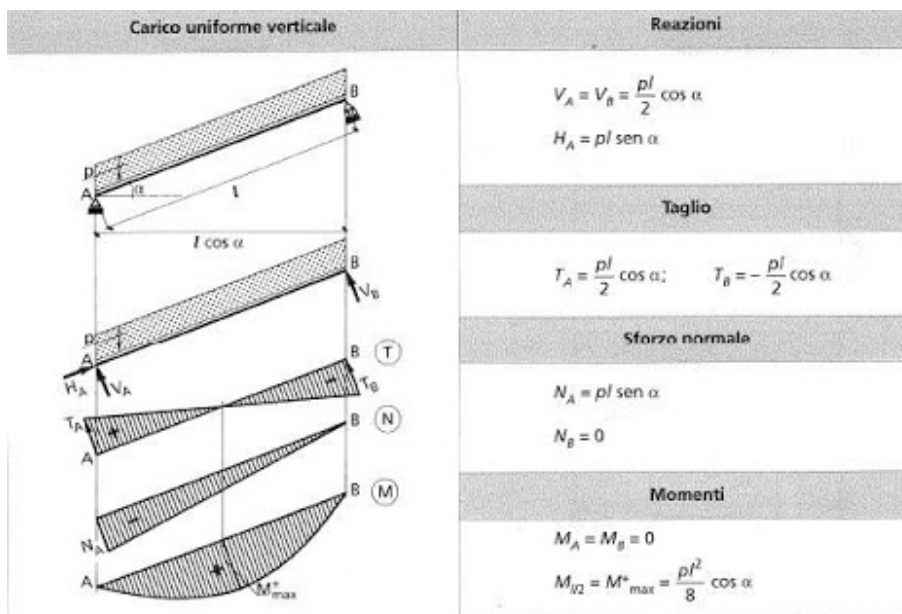


Deformata statica comb. rara [cm]

j.4) Verifiche di sicurezza inerenti le catene metalliche per l'annullamento della spinta copertura loggiato

La copertura lineare esistente del loggiato prospiciente Piazza Martiri della Libertà, oggetto di consolidamento mediante accoppiamento di profilati metallici dimensionati in precedenza, presenta una configurazione di tipo spingente. L'annullamento della spinta viene conseguito tramite il posizionamento di una serie di tiranti metallici in corrispondenza di ciascuna trave spingente (puntone).

Di seguito viene riportato il calcolo della spinta di progetto:



$$H = H_a \cos \alpha - V_a \sin \alpha = q L / 2 * \sin \alpha * \cos \alpha$$

$$L_{max} = 500 \text{ cm}$$

$$q_{SLU} = 1909 \text{ daN/m}$$

$$\alpha = 20^\circ$$

$$H = 1909 * 500 * 0.5 * \sin(20) * \cos(20) = 1.534 \text{ daN}$$

La spinta viene assorbita dalle catene in tondo diametro 16 mm ($A = 201 \text{ mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ Mpa}$), dotate di N_{Rd} a trazione pari a 5.200 daN.

L'ancoraggio delle catene avviene mediante piastre metalliche collegate alla muratura del palazzo del Podestà (paramento murario da 70 cm circa di spessore, non a sacco) con nr. 6 tasselli M12 e resine epossidiche per l'inghisaggio su muratura in laterizio tipo HILTI HIT HY-270.

La verifica a strappo risulta soddisfatta, anche considerando a favore di sicurezza le peggiori caratteristiche meccaniche della muratura:

$$N_{Rk,p}(h_{ef} = 100 \text{ mm}) = 3,5 \text{ kN} * 6 = 20 \text{ kN} > 15,34 \text{ daN}$$

Resistenze caratteristiche per tutte le combinazioni di ancoranti (vedere Tabella B3)

Tabella C5: Resistenza a trazione a distanza dal bordo $c \geq 115$ mm

Categoria d'uso			w/w = w/d		d/d	
Intervallo temperatura di esercizio			Ta	Tb	Ta	Tb
Tipo di ancorante e formato	h_{ef} [mm]	f_b [N/mm ²]	$N_{Rk,p} = N_{Rk,b}$ [kN]			
Tutti gli ancoranti	≥ 50	12	1,5 (2,0*)			
		20	2,0 (2,5*)			
		40	3,5 (4,0*)			
	≥ 80	12	2,5 (3,0*)			
		20	3,5 (4,0*)			
		40	5,5 (6,5*)			
	≥ 100	12	3,5 (4,0*)			
		20	4,5 (5,0*)			
		40	7,0 (8,0*)			

* Solo pulizia CAC

Il collegamento a taglio tra la catena e piastre di ancoraggio (sia sul lato esterno che su quello interno) avviene con un bullone M12 classe 8.8 sollecitato a taglio lungo due piani di sollecitazione:

$$V_{Rd} = 0,6 * f_{tbk} + A_{res} / \gamma_{m2} = 0,6 * 800 * 84 / 1,25 = 32.256 \text{ N} = 3.225 \text{ daN} * 2 = 6.450 \text{ daN} > 1.534 \text{ daN}$$

j.5) Verifiche di sicurezza inerenti le nuove pedane di rialzo del calpestio in acciaio

Vengono di seguito riportate le verifiche di sicurezza (resistenza e deformabilità) inerenti i profili principali e secondari delle pedane metalliche realizzate in alcune specchiature del solaio di piano secondo, all'interno dei locali della ex scuola di musica e all'interno della Loggia su Piazza dei Martiri. Le pedane sono costituite da una orditura di profilati metallici fissati tramite mensole (e pertanto, nodi a cerniera) ai muri perimetrali del fabbricato, rimanendo discostate dagli attuali solai, per rispondere all'esigenza architettonica di uniformare la quota di calpestio dei suddetti locali a quella del Salone dell'Arengo. Lo spazio intercluso tra i solai esistenti e le nuove pedane resterà inaccessibile se non per la manutenzione delle tubazioni impiantistiche che vi corrono all'interno (impianti elettrici e meccanici).

I limitati pilastri che si rendono necessari per poter seguire il profilo geometrico delle pedane e delle relative scale di accesso risultano ancorati con piastre sulle teste dei paramenti murari del piano inferiore, senza mai risultare in falso sui solai esistenti.

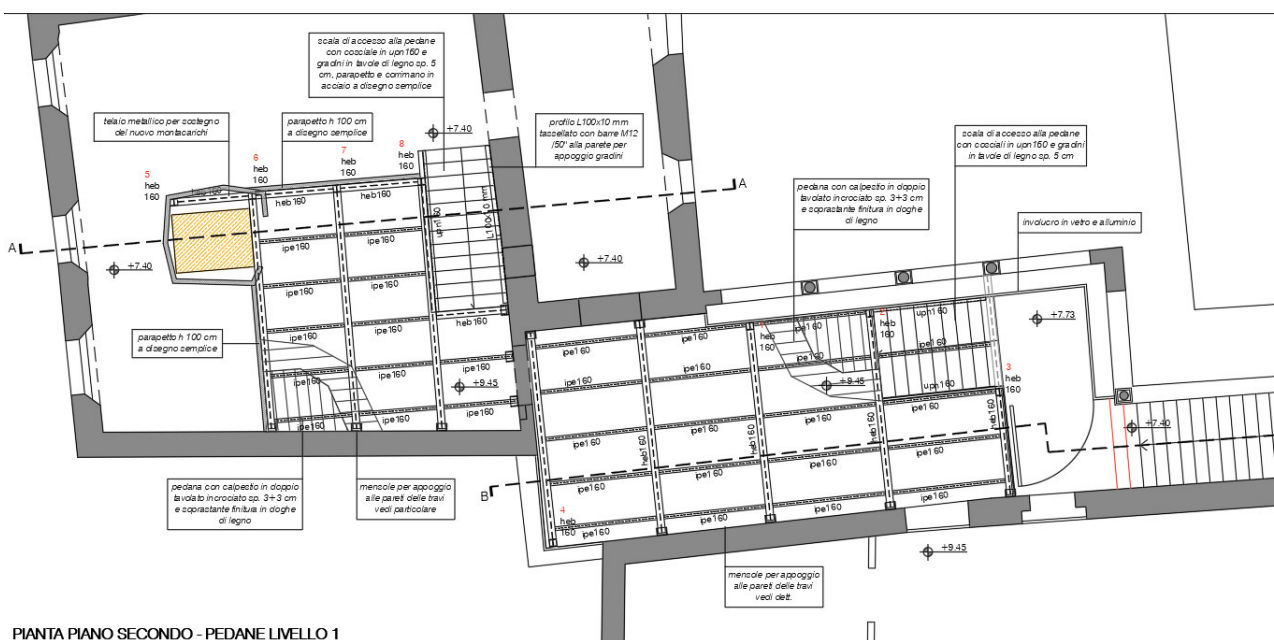
Inoltre, il sovraccarico generato da questi nuovi elementi sulle strutture di elevazione (murature perimetrali) viene compensato mediante la rimozione della pavimentazione e del pesante sottofondo presentato attualmente dai solai esistenti in tutti i locali interni del secondo piano del fabbricato. Laddove insistono le pedane, verrà lasciato a nudo il finito strutturale del solaio esistente; altrove, verrà posata una nuova pavimentazione in legno con relativo sottofondo alleggerito (ISOCAL 400 kg/mc), conseguendo comunque una riduzione dei pesi trasferiti alle strutture portanti.

In particolare, l'attuale stratigrafia presenta nei locali in oggetto:

- Pavimentazione in cotto o mattonato di laterizio sp. medio 2 cm: 50 daN/mq;
- Massetto in sabbia e cemento sp. medio 5 cm: 100 daN/m;

e pertanto, mediamente, un peso permanente portato G2 pari a minimo 150 daN/mq.

Le pedane previste in progetto, considerando una incidenza delle orditure metalliche di 50 daN/mq e la soprastante finitura con tavole di legno massello sp. 5 cm (30 daN/mq), posate a secco direttamente sulle travi in acciaio, comportano pertanto una notevole diminuzione dei carichi permanenti portati.



j.5.1) Pedana interna ai locali della ex scuola di musica:

Verifica trave principale heb160

Lunghezza trave: 5,20 m

Area di influenza del carico: 13,45 mq Interasse medio: $13,45 / 5,20 = 2,50$ m

LUCE	(cm)		520
INTERASSE DX	(cm)		250
INTERASSE SN	(cm)		250
INTERASSE DI CARICO	(cm)		250
G1 (p.p. trave)	(daN/ml)		42
G1	(daN/mq)		30
G2	(daN/mq)		10
Qk1	(daN/mq)		500
TOT (SLE)	(daN/mq)		557
TOT (SLU)	(daN/mq)		824
q(SLU)	(daN/cm)		20.596
q(SLE)	(daN/cm)		13.92
fyk	(N/cm ²)		2,750
E	(N/cm ²)		2,100,000
gamma m0			1.05
M max (SLU)	(daNcm)	q ^l ^2/8	696,145
V max (SLU)	(daN)	q ^l /2	5,355
f max (SLE)	LUCE/	200	2.6
Wpl min	(cm ³)		266
Jy min	(cm ⁴)		2,427

HEB160

Geometria	
Principali	
B	160.0 mm
B2	160.0 mm
H	160.0 mm
Spessori	
t1	8.0 mm
t2	13.0 mm
t3	13.0 mm
Raccordi	
R1	15.00 mm
R2	15.00 mm
Caratteristiche Elastiche	
Generali	
Peso	42.59 daN/m
Area	54.26 cm ²
rx	6.8 cm
ry	4.0 cm
xg	8.00 cm
yg	8.00 cm
It	25.94 cm ⁴
Momenti d'inerzia	
Jx	2492.28 cm ⁴
Jy	889.25 cm ⁴
Jxy	0.00 cm ⁴
Moduli di resistenza	
Wx	311.54 cm ³
Wy	111.16 cm ³

Acciaio
© STACEC Srl

Verifica travetti secondari ipe160

Lunghezza trave: 2,30 m

Interasse medio: 1,00 m

LUCE	(cm)		230
INTERASSE DX	(cm)		100
INTERASSE SN	(cm)		100
INTERASSE DI CARICO	(cm)		100
G1 (p.p. trave)	(daN/ml)		42
G1	(daN/mq)		30
G2	(daN/mq)		10
Qk1	(daN/mq)		500
TOT (SLE)	(daN/mq)		582
TOT (SLU)	(daN/mq)		857
q(SLU)	(daN/cm)		8.566
q(SLE)	(daN/cm)		5.82
fyk	(N/cm ²)		2,750
E	(N/cm ²)		2,100,000
gamma m0			1.05
M max (SLU)	(daNcm)	q ^l ^2/8	56,643
V max (SLU)	(daN)	q ^l /2	985
f max (SLE)	LUCE/	200	1.15
Wpl min	(cm ³)		22
Jy min	(cm ⁴)		88

IPE160

Geometria	
Principali	
B	82.0 mm
B2	82.0 mm
H	160.0 mm
Spessori	
t1	5.0 mm
t2	7.4 mm
t3	7.4 mm
Raccordi	
R1	9.00 mm
R2	9.00 mm
Caratteristiche Elastiche	
Generali	
Peso	15.77 daN/m
Area	20.09 cm ²
rx	6.6 cm
ry	1.8 cm
xg	4.10 cm
yg	8.00 cm
It	2.85 cm ⁴
Momenti d'inerzia	
Jx	869.42 cm ⁴
Jy	68.32 cm ⁴
Jxy	-0.00 cm ⁴
Moduli di resistenza	
Wx	108.68 cm ³
Wy	16.66 cm ³

Acciaio
© STACEC Srl

i.5.2) Pedana interna al loggiato su Piazza dei Martiri:

Verifica travetti secondari ipe160

Lunghezza trave: 4,80 m

Interasse medio: 2,40 m

LUCE	(cm)		480
INTERASSE DX	(cm)		250
INTERASSE SN	(cm)		230
INTERASSE DI CARICO	(cm)		240
G1 (p.p. trave)	(daN/ml)		42
G1	(daN/mq)		30
G2	(daN/mq)		10
Qk1	(daN/mq)		500
TOT (SLE)	(daN/mq)		558
TOT (SLU)	(daN/mq)		825
q(SLU)	(daN/cm)		19.794
q(SLE)	(daN/cm)		13.38
fyk	(N/cmq)		2,750
E	(N/cmq)		2,100,000
gamma m0			1.05
M max (SLU)	(daNcm)	$ql^2/8$	570,067
V max (SLU)	(daN)	$ql/2$	4,751
f max (SLE)	LUCE/	200	2.4
Wpl min	(cm3)		218
Jy min	(cm4)		1,835



Geometria		
Principali		
B	160.0	mm
B2	160.0	mm
H	160.0	mm
Spessori		
t1	8.0	mm
t2	13.0	mm
t3	13.0	mm
Raccordi		
R1	15.00	mm
R2	15.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	42.59	daN/m
Area	54.26	cm ²
rx	6.8	cm
ry	4.0	cm
xg	8.00	cm
yg	8.00	cm
It	25.94	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	2492.28	cm ⁴
Jy	889.25	cm ⁴
Jxy	0.00	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	311.54	cm ³
Wy	111.16	cm ³

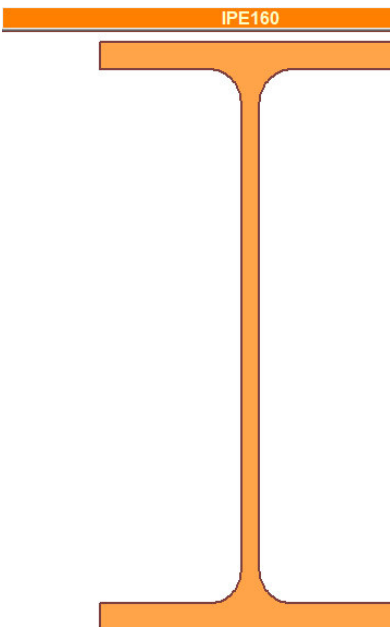


Verifica travetti secondari ipe160


Lunghezza trave: 2,30 m

Interasse medio: 1,00 m

LUCE	(cm)		230
INTERASSE DX	(cm)		100
INTERASSE SN	(cm)		100
INTERASSE DI CARICO	(cm)		100
G1 (p.p. trave)	(daN/ml)		42
G1	(daN/mq)		30
G2	(daN/mq)		10
Qk1	(daN/mq)		500
TOT (SLE)	(daN/mq)		582
TOT (SLU)	(daN/mq)		857
q(SLU)	(daN/cm)		8.566
q(SLE)	(daN/cm)		5.82
fyk	(N/cmq)		2,750
E	(N/cmq)		2,100,000
gamma m0			1.05
M max (SLU)	(daNcm)	$ql^2/8$	56,643
V max (SLU)	(daN)	$ql/2$	985
f max (SLE)	LUCE/	200	1.15
Wpl min	(cm3)		22
Jy min	(cm4)		88



Geometria		
Principali		
B	82.0	mm
B2	82.0	mm
H	160.0	mm
Spessori		
t1	5.0	mm
t2	7.4	mm
t3	7.4	mm
Raccordi		
R1	9.00	mm
R2	9.00	mm
Caratteristiche Elastiche		
Generali		
Peso	15.77	daN/m
Area	20.09	cm ²
rx	6.6	cm
ry	1.8	cm
xg	4.10	cm
yg	8.00	cm
It	2.85	cm ⁴
Momenti d'inerzia		
Jx	869.42	cm ⁴
Jy	68.32	cm ⁴
Jxy	-0.00	cm ⁴
Moduli di resistenza		
Wx	108.68	cm ³
Wy	16.66	cm ³



j.5.3) Verifiche dei collegamenti tra profili metallici

Verifica unione travetti secondari ipe160 – travi principali heb160

$V_{Ed} = 985 \text{ daN}$

Il collegamento avviene mediante nr. 2 bulloni M12 a taglio.

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	9850
$F_{L,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	12
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tk} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	113
A_{res} (mm ²)	84

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	8
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	13
f_k (N/mm ²)	430

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_k \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
●	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
○	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
○	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

e_1 (mm)	16	$15.6 \leq e_1 \leq 72$
e_2 (mm)	16	$15.6 \leq e_2 \leq 72$
p_1 (mm)	30	$28.6 \leq p_1 \leq 112$
p_2 (mm)	32	$31.2 \leq p_2 \leq 112$

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tk}/f_k; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0.25; f_{tk}/f_k; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2.8e_2/d_0-1.7; 2.5\}$ per bulloni di bordo _ al carico applicato

$k = \min \{1.4p_2/d_0-1.7; 2.5\}$ per bulloni interni _ al carico applicato

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{L,Ed}}{1.4F_{L,Rd}} \leq 1 \text{ con } \frac{F_{L,Ed}}{F_{L,Rd}} \leq 1$$

$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{L,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{L,Ed}}{1.4F_{L,Rd}}$	0.305
--	-------

$\frac{F_{L,Ed}}{F_{L,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

α_{MIN}	0.410
k_{MIN}	1.746

$F_{b,Rd}$ (N)	23657
----------------	-------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0.416
-----------------------------	-------

Verifica unione mensole metalliche di appoggio heb160 – muratura





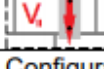

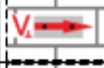


$V_{Ed} = 5.355 \text{ daN} = 53 \text{ kN}$

Il collegamento avviene mediante nr. 6 barre filettate M12 a taglio, inghisate nella muratura con resine epossidiche tipo HILTI HIT-HY 270 all'interno di preforo diametro 20 mm e profondità minima 80 mm.

Tabella C6: Resistenza a taglio a distanza dal bordo $c \geq 115 \text{ mm}$ (per V_{II}) e $c \geq 1,5 h_{ef}$ (per V_{\perp})

Tipo di ancorante e formato	h_{ef} [mm]	f_b [N/mm ²]	$V_{Rk,b} = V_{Rk,c \parallel}$ [kN]	$V_{Rk,c \perp}$
HIT-V M8; M10 HIT-IC M8	≥ 50	12	2,5	Calcolo secondo ETAG 029 Allegato C, equazione C5.6
		20	3,0	
		40	4,0	
HIT-V M12; M16 HIT-IC M10; M12	≥ 50	12	3,5	
		20	4,5	
		40	5,5	
HIT-V M8; M10 HIT-IC M8	≥ 80	12	5,0	
		20	6,0	
		40	7,5	
HIT-V M12; M16 HIT-IC M10; M12	≥ 80	12	6,5	
		20	8,5	
		40	10,5	

Distanza dal bordo e di interasse correlate e fattore di gruppo α_g

Configurazione	$c \geq$ [mm]	$s_{\perp} \geq$ [mm]	α_g [-]	Configurazione	$c \geq$ [mm]	$s_{\perp} \geq$ [mm]	α_g [-]
	115	-	-		1,5 h _{ef}	-	-
	115	55	1,0		1,5 h _{ef}	55	1,0
	115	115	2,0		1,5 h _{ef}	3 h _{ef}	2,0
Configurazione	$c \geq$ [mm]	s_{\parallel} [mm]	α_g [-]	Configurazione	$c \geq$ [mm]	s_{\parallel} [mm]	α_g [-]
-	-	-	-		1,5 h _{ef}	115	1,0
	115	75	2,0		1,5 h _{ef}	3 h _{ef}	2,0

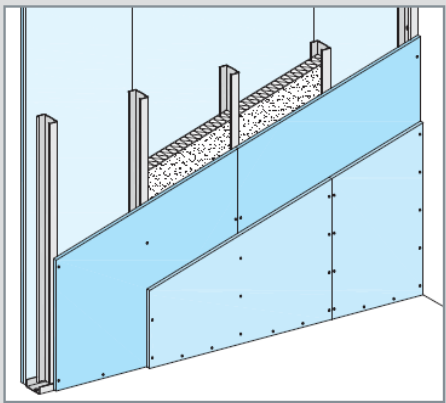
j.6) Verifiche di sicurezza inerenti la nuova parete divisoria interna, priva di carattere portante, $h > 4,50$ mt

Inoltre all'interno del Salone dell'Arengo, sarà realizzata una nuova parete divisoria interna priva di carattere portante, necessaria per la separazione delle sale espositive dal locale tecnico, mediante la realizzazione di un telaio in montanti e traversi di alluminio fissato al solaio sottostante (volte in muratura con soprastante cappa in c.c.a sp. 10 cm circa, armata con rete elettrosaldata d6 mm maglia 20x20 cm, vedi sondaggi eseguiti) ed ai paramenti murari laterali.

La parete sarà realizzata con struttura in profili metallici a "C" e "U" e tamponata da ambo i lati con doppia lastra in cartongesso di spessore 12,5 mm. Completa la parete l'isolamento interno in lana minerale.

L'orditura metallica è realizzata con profili montanti C100/50 spessore 0,8mm e profili guida U100x40 spessore 0,6mm, opportunamente ancorati alla struttura esistente.

Profilo	Interasse dei montanti	Altezza massima delle pareti *
Spessore acciaio zincato 0,6 mm		
	cm	m
 Profilo a "C" 50/50/50	60	4
	40	5
	30	6
 Profilo a "C" 50/75/50	60	5,5
	40	6,5
	30	7,5
 Profilo a "C" 50/100/50	60	7
	40	8
	30	9

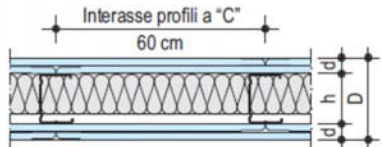


Come detto in precedenza i profili sono di due tipi:

- guide a "U", da posizionare a pavimento e soffitto
- montanti a "C", da inserire nelle guide.

Analisi dei carichi

Si considera il peso proprio della nuova parete in cartongesso e del relativo telaio metallico pari a 43 kg/m².

Dati tecnici	Dati tecnici - Misure			
	Spessore Parete	Profilo (Intercap.)	Rivestimento Spess. Tipo	Peso ⁽¹⁾
Sistema	D mm	h mm	d mm	(ca.) kg/m ²
W 112 Parete Knauf a singola orditura metallica con doppio rivestimento 	100	50	GKB (A) 2x12,5 GKF (F) GKI (H)	43
	125	75		
	150	100		

Le pareti divisorie vengono dimensionate considerando i carichi statici secondo il D.M. 17 gennaio 2018.

In base al Decreto, alle pareti possono essere attribuiti sovraccarichi orizzontali lineari "H_k" a quota 120 cm secondo la Tabella 3.1.II. Nel caso in esame si adotta un carico lineare orizzontale H_k=300Kg/m posto a quota 120 cm.

Verifica effetti dell'azione sismica secondo il punto §7.2.3

Si allega il foglio di calcolo con la determinazione della forza F_a sul singolo montante posto ad interasse i = 60cm.

Verifica dei pannelli di tamponatura	
D.M. 14/01/2008 - § 7.2.3	
La forza risultante F _a valuta al baricentro dell'elemento non strutturale è calcolata secondo la seguente relazione:	
$F_a = (S_a W_a) / q_a$	

Z	7.75	m	quota pannello
H	10.60	m	altezza edificio
S	1.4		amplificazione locale
h	4.25	m	altezza pannello
γ mur	60.00	kg/mc	peso specifico muratura
t	0.16	m	spessore pareti
W	40.8	kg/m	peso parete
l	0.60	m	lunghezza parete (interasse tra due montanti)
T _a / T ₁	0.00	s	rapporto periodo di vibrazione del pannello/struttura tende a 0
a _g	0.212	g	accelerazione al suolo
S _a	0.622		accelerazione adimensionale pannello
q _a	2		fattore di struttura del pannello
F _a	7.62	kg	forza fuori piano pannello
M _a	8.09	kgm	momento generato da F _a

Trattandosi di uno schema statico "appoggio – appoggio" con carico in mezzera, si ottiene un momento massimo sollecitante pari a:

$$M_{Ed} = \frac{F_a \cdot h}{4} = \frac{8.09kg \cdot 425cm}{4} = 860kg \cdot cm$$

che risulta inferiore al momento resistente del profilo "C50x100" spessore 0.8mm.

Verifica effetti carichi statici

Il tamponamento è soggetto ad una azione variabile orizzontale (distribuita linearmente per unità di lunghezza) applicata ad una quota di 1,20m dal piano di calpestio (la cui entità è funzione della destinazione d'uso dell'edificio).

I sovraccarichi di esercizio (azioni orizzontali distribuite linearmente per unità di lunghezza, indicate con H_k) sono definiti in accordo alla Tabella 3.1.II del D.M. 17/01/2018, qui di seguito riportata per comodità.

Nel caso in esame, il tamponamento viene realizzato all'interno di un'attività commerciale, si considera quindi una categoria D (Cat. D1-D2), con valore di H_k pari a 2,00 kN/m.

I montanti del tamponamento sono posti ad interasse pari a circa 0,60 m; si ottiene una forza concentrata (combinazione fondamentale S.L.U.):

$$300 \cdot 1,5 = 400 \text{ daN} / m \rightarrow P = 0,60 m \cdot 400 \text{ daN} / m = 240 \text{ daN}$$

Verifica a taglio del singolo collegamento

Si esegue la verifica del collegamento realizzato mediante 2 tasselli M8 per ciascun montante.

La forza di taglio agente sul singolo collegamento viene considerata pari a 120 daN

La resistenza a taglio di un ancorante ad espansione M8 tipo "Vorpa" risulta pari a 1490 daN, ampiamente maggiore del taglio sollecitante pari a 120 daN.

Si riporta la scheda tecnica dell'ancorante (tipico).



ancoranti pesanti passanti

Vorpa VS-P II ancoranti per applicazioni in calcestruzzo fessurato e zona sismica

Ancoranti di sicurezza in acciaio certificati ETA opzione 1
Specifici per miglioramento sismico edifici prefabbricati



Calcestruzzo
fessurato e
non fessurato

dati tecnici

Dichiarazione di prestazione ancorante VS-P II Option 1

Rottura a TAGLIO acciaio		M6	M8	M10	M12	M16
$V_{Rk,s}$	Rottura caratteristica acciaio al Taglio [kN]	14	26	42	50	97
$M_{Rk,s}$	Momento flettente caratteristico a rottura acciaio [Nm]	12	30	60	105	266
$\gamma_{m,sv}^{1)}$	Coefficiente di sicurezza parziale per rottura acciaio a Taglio [-]	1,25				
Rottura a TAGLIO per scalzamento (pry-out)		M6	M8	M10	M12	M16
k	Fattore nell'equazione (5.6) di ETAG001-Allegato C, § 5.2.3.3 [-]	1,0		2,0		
k_s	Fattore nell'equazione (16) di CEN/TS 1992-4-4, § 6.2.2.3 [-]	1,0		2,0		
$\gamma_{m,pr}^{1)}$	Coefficiente di sicurezza parziale [-]	1,5				
Rottura a TAGLIO del bordo di calcestruzzo		M6	M8	M10	M12	M16
l_{ef}	Lunghezza effettiva dell'ancorante [mm]	49	59	67	88	99
d_{nom}	Diametro nominale dell'ancorante [mm]	10	12	15	18	24
$\gamma_{m,c}^{1)}$	Coefficiente di sicurezza parziale [-]	1,5				
Spostamento sotto carico di TAGLIO		M6	M8	M10	M12	M16
V	Carico di servizio ammissibile al taglio [kN]	8,0	14,9	24,0	28,6	55,4
δ_{vo}	Spostamento a breve termine sotto carico di taglio [mm]	1,39	1,94	2,71	1,69	2,69
$\delta_{v\infty}$	Spostamento a lungo termine sotto carico di taglio [mm]	2,09	2,91	4,07	2,54	4,04

¹⁾ In assenza di altre regolamentazioni nazionali

k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

Ai fini della progettazione e della valutazione della sicurezza degli interventi oggetto della presente istanza non sono stati utilizzati codici di calcolo ma semplici calcoli manuali coadiuvati da fogli elettronici di comprovata validità.

l) Verifiche Geotecniche delle Fondazioni

Gli interventi previsti a progetto non interessano le strutture di fondazione, né è previsto un aumento dei carichi al suolo, pertanto non si è ritenuto necessario provvedere ad alcuna verifica geotecnica delle strutture di fondazione.

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

L'intervento viene inquadrato come "Riparazione o Intervento Locale" ai sensi del § 8.4.1. del D.M. 17 Gennaio 2018 e del § C8.4.3 della rispettiva Circolare Applicativa di cui al D.Lgs n. 617 del 9 Febbraio 2009: *"Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche. Infine, interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. La relazione di cui al par. 8.2 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione."*

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;

Si rimanda a quanto esaurientemente descritto e documentato nei precedenti paragrafi a) e b).

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;

E' stata svolta una estesa ed approfondita campagna di indagini distruttive per accertare visivamente lo stato di conservazione dei principali elementi strutturali che compongono l'involucro dell'unità immobiliare oggetto di intervento (solaio di copertura, solai di interpiano, murature interne e perimetrali). Si evince che la muratura che compone l'edificio sia costituita da mattoni pieni con buona tessitura unita da giunti di malta di calce e cemento.

Sulla base delle informazioni complessivamente acquisite sul fabbricato, si assume un livello di conoscenza limitato LC1, basato su rilievi di tipo visivo (§ C8A.1.A Circ. n.617 2/2/09), che porta all'adozione di un fattore di confidenza $FC = 1,35$ (tabella C8A.1.1).

Muratura esistente

Per la muratura esistente si fa quindi riferimento ai valori minimi di resistenza e ai valori medi dei moduli di elasticità riportati nella Tabella C8A.2.1 (Circ. n.617 2/2/09).

Come indicato al §8.7.1.5 della Circolare n.617, nel caso di analisi elastica, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali.

A causa delle limitate conoscenze sulle proprietà dei materiali, non vengono applicati alle caratteristiche base i coefficienti migliorativi come da Tabella C8A.2.2 (Circ. n.617 2/2/09).

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

- $f_m = 240 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2$
- $E = (1.200 + 1.800) / 2 = 1.500 \text{ N/mm}^2$
- $G = (400 + 600) / 2 = 500 \text{ N/mm}^2$
- $w = 18 \text{ kN/m}^3$

I valori di calcolo adoperati per la valutazione della sicurezza del fabbricato nelle condizioni pre e post intervento sono pertanto i seguenti:

- resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_d = \frac{f_m}{FC} = 178 \text{ N/cm}^2$$

- resistenza a taglio di calcolo della muratura in assenza di compressione:

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{FC} = 4,44 \text{ N/cm}^2$$

- Modulo di elasticità normale

$$E = 1.500 / FC = 1.111 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo di elasticità tangenziale

$$G = 500 / FC = 370 \text{ N/mm}^2$$

Riportando quanto suggerito dal CTS nel “*Parere in merito alla classificazione degli interventi di formazione e/o modifica di aperture in pareti murarie. (Rif. prot. int. n. 35)*” del 12.01.2012, ai fini della realizzazione dei confronti tra lo stato di fatto e quello di progetto delle singole pareti eseguiti in termini di rigidezza elastica o equivalente (energia di deformazione), è opportuno che le caratteristiche dei materiali esistenti siano assunte con riferimento ai loro valori più probabili (valori medi), senza l'applicazione dei fattori di confidenza FC (ferma restando la possibilità di impiegare valori ridotti delle rigidezze per tener conto dello stato di fessurazione nei materiali fragili).

Vengono pertanto assunti i valori medi tra quelli proposti in tabella C8A.1.1 Circ. n. 617 2/2/09 sia per le resistenze che per i moduli elastici, dimezzando questi ultimi come suggerito dal § 7.8.1.5.2 DM 14/01/08.

Pertanto, per tale tipologia di analisi vengono presi a riferimento i seguenti valori delle caratteristiche meccaniche della muratura:

- $f_m = (240 + 400) / 2 = 320 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = (6 + 9,2) / 2 = 7,6 \text{ N/cm}^2$
- $E = (1200 + 1800) / 2 * 0,5 = 1500 * 0,5 = 750 \text{ N/mm}^2$
- $G = (400 + 600) / 2 * 0,5 = 500 * 0,5 = 250 \text{ N/mm}^2$
- $w = 18 \text{ kN/m}^3$

Orditure lignee esistenti

Per quanto riguarda le orditure lignee esistenti, ai fini dello svolgimento delle verifiche, a favore di sicurezza si è considerata la peggiore tra le classi riportate dal DT206 del 2007 edito dal CNR, del quale si riporta di seguito la tabella 18-1 tratta dall'Allegato 3:

Tabella 18-1-Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

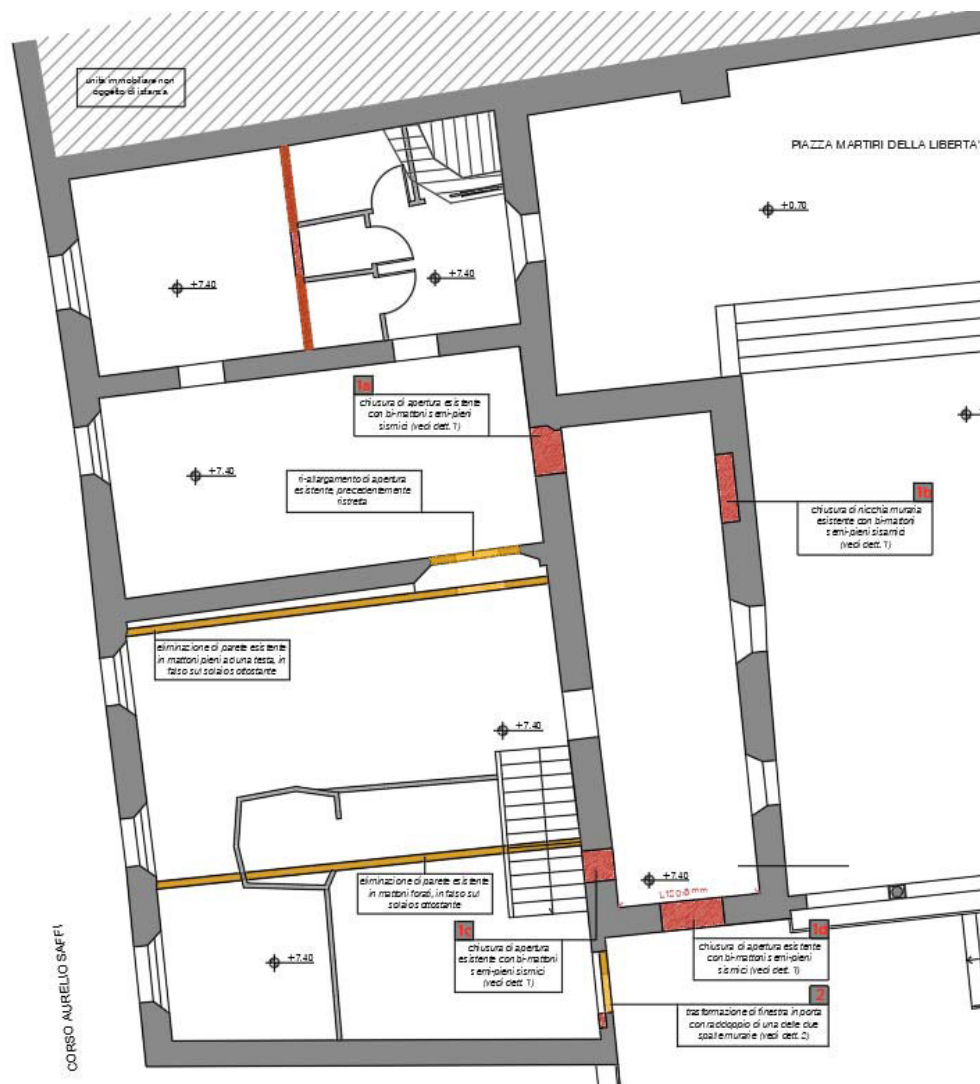
Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
Modulo elastico [GPa]													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m³]													
massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	ρ_m	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

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

In assenza dello svolgimento di un'analisi globale sul fabbricato in questione, si rimanda direttamente ai risultati delle verifiche di sicurezza riportati nel precedente paragrafo j). Tutti gli elementi strutturali interessati da sostituzione e/o consolidamento (orditure primarie e secondarie nel solaio di piano secondo e in copertura) hanno conseguito nello stato di progetto un livello di sicurezza conforme alle vigenti normative e pertanto certamente superiore rispetto allo stato di fatto.

Inoltre, a livello globale, è possibile accertare una favorevole diminuzione dei carichi permanenti sia nel solaio di copertura che in quello di piano secondo, oltreché un miglioramento delle connessioni tra copertura ed elevazioni grazie all'introduzione di un cordolo tirante metallico. Infine, nella copertura del loggiato su Piazza dei Martiri, è stata eliminata la spinta generata dalla precedente copertura spingente mediante l'inserimento di opportuni tiranti.

A livello di strutture verticali di elevazione (murature portanti), gli interventi si concentrano in una serie di modifiche alle aperture esistenti, di seguito descritte ed analizzate singolarmente:

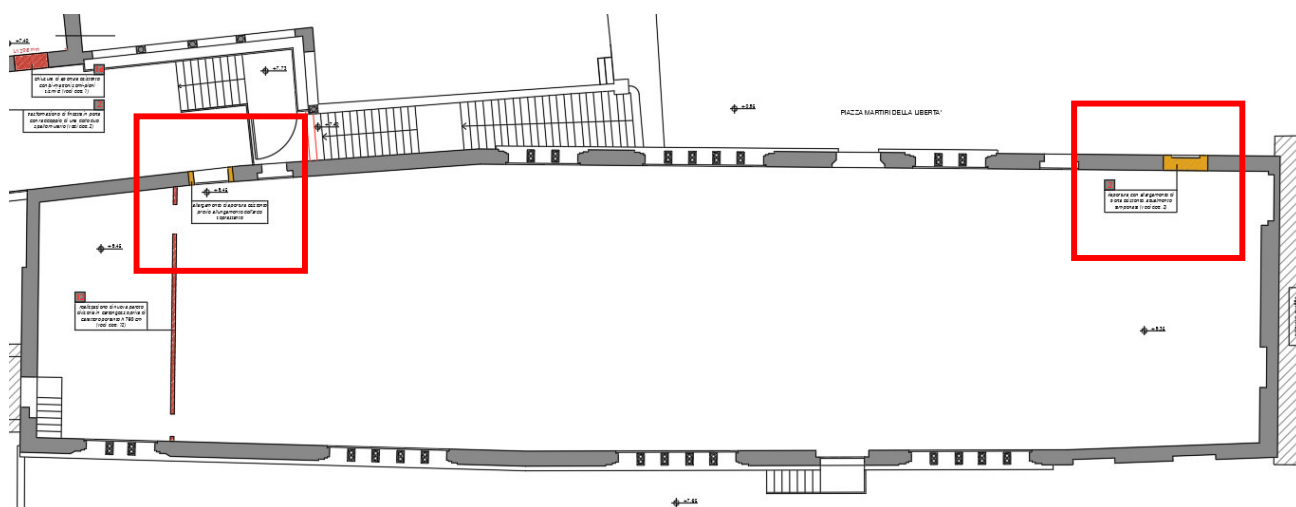


- Chiusure di aperture e nicchie esistenti all'interno dei locali della ex scuola di musica (interventi identificati dai codici **1a**, **1b**, **1c** ed **1d** riportati negli elaborati grafici): si tratta di interventi che indubbiamente aumentano il livello di sicurezza del fabbricato pur non alterandone il comportamento dinamico complessivo: le chiusure sono localizzate in prossimità di spigoli murari o intersezioni tra i setti interni e quelli perimetrali, per cui contribuiscono a migliorare il comportamento scatolare del fabbricato;
- Realizzazione di nuova porta (codice **2**) all'interno di nicchia esistente, sulla quale insiste attualmente una finestra. L'intervento, che comprende anche il raddoppio murario di una delle due spalle della nuova porta portandone il filo interno a pari della restante parete, non comporta una tangibile variazione di rigidezza o resistenza nel paramento murario in quanto le porzioni sismo-resistenti rimangono inalterate;
- Eliminazione di pareti esistenti, in falso sui solai sottostanti (volte), realizzate in mattoni pieni e/o forati, non ammortati ai paramenti murari perimetrali (vedi sondaggi): si tratta di interventi che

vanno ad eliminare evidenti vulnerabilità attualmente riscontrate nel fabbricato, migliorando le condizioni generali di sicurezza degli orizzontamenti;

- Riallargamento di una apertura esistente precedentemente ristretta: in uno dei paramenti murari interni, si procederà a riaprire una apertura esistente seguendo il profilo del soprastante arco di scarico rinvenuto su uno dei due lati del paramento murario (a faccia a vista), eliminando le spalle che attualmente restringono il vano, realizzate con mattoni forati sp. totale 10 cm. L'intervento non comporta una tangibile variazione di rigidezza o resistenza nel paramento murario in quanto le porzioni sismo-resistenti rimangono inalterate;

Sul corpo principale del Palazzo del Podestà, sono invece previsti i seguenti due interventi:



- Allargamento di apertura esistente mediante prolungamento dell'arco di scarico esistente: le spalle murarie verranno demolite per un tratto di 20 cm per parte, in modo da portare l'apertura dagli attuali 140 cm di larghezza ai 180 cm richiesti per poter utilizzare il passaggio quale uscita di emergenza con 3 moduli VVFF (60 cm cadauno);
- Riapertura di porta attualmente tamponata con allargamento previo posizionamento di nuova architrave in doppio profilo metallico accoppiato: le spalle murarie verranno demolite per un tratto di 35 cm per parte, in modo da portare l'apertura dagli attuali 110 cm di larghezza ai 180 cm richiesti per poter utilizzare il passaggio quale uscita di emergenza con 3 moduli VVFF (60 cm cadauno);

Anche senza lo svolgimento di calcoli numerici circa le variazioni di rigidezza, resistenza e deformabilità della parete, appare chiaro come l'indebolimento del paramento murario risulti del tutto trascurabile rispetto alla sua interezza: trattasi infatti di parete di spessore medio compreso tra i 70 ed i 75 cm, di lunghezza complessiva pari a 49 mt, la cui area sismo-resistente, epurata delle aperture già ora esistenti risulta pari a 20,3 mq.

La demolizione di 1,1 metri lineari di paramento (due spalle da 0,20 mt e due da 0,35 mt) comporta una riduzione di circa 0,8 mq di superficie, ovvero inferiore al 4% rispetto allo stato attuale.

In fede,

Ing. Marco Peroni

(documento firmato digitalmente)