

SOMMARIO

<u>1</u>	<u>INTRODUZIONE</u>	<u>7</u>
1.1	ANALISI STORICO CRITICA	9
1.1.1	Sviluppo urbanistico dell'area	9
1.1.2	Progetto originario dell'area	12
1.1.3	Interventi di restauro e recupero dell'area	14
<u>2</u>	<u>DESCRIZIONE DEL MANUFATTO</u>	<u>16</u>
2.1	DOCUMENTAZIONE FORNITA DALLA COMMITTENZA	18
<u>3</u>	<u>METODO DI CALCOLO</u>	<u>19</u>
<u>4</u>	<u>CODICI DI CALCOLO</u>	<u>21</u>
4.1	MIDAS GEN PLUS / ADVANCED	21
4.2	3MURI	21
4.3	VCA - SLU	22
4.4	MICROSOFT EXCEL	22
4.5	DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018	23
4.5.1	Tipo di analisi svolta	23
4.5.2	Affidabilità dei Codici di Calcolo	23
4.5.3	Validazione dei Codici di Calcolo	23
4.5.4	Modalità di presentazione dei risultati	23
4.5.5	Informazioni generali sull'elaborazione	23
4.5.6	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	24
<u>5</u>	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	<u>25</u>
<u>6</u>	<u>METODO DI VERIFICA SISMICA SU EDIFICI ESISTENTI E LIVELLO DI CONOSCENZA</u>	<u>26</u>
6.1	CRITERI DI VERIFICA	26
6.2	CONOSCENZA DELL'EDIFICIO	27
6.3	LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO	28
6.4	CALCOLO DEL FATTORE DI CONFIDENZA PER EDIFICI SOTTOPOSTI A VINCOLO	29
<u>7</u>	<u>RIEPILOGO DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE</u>	<u>31</u>
7.1	TIPOLOGIA E UBICAZIONE PROVE	31
7.2	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA STRUTTURALE	33
7.2.1	Elementi in calcestruzzo	33
7.2.1.1	Prelievo campione di calcestruzzo	33
7.2.1.2	Indagini pacometriche	33
7.2.1.3	Indagini SonReb	34
7.2.1.4	Scarifiche per rilievo barre d'armatura	34
7.2.1.5	Prelievo barra d'armatura	35
7.2.2	Acciaio d'armatura	36
7.2.2.1	Indagini con microdurometro	36

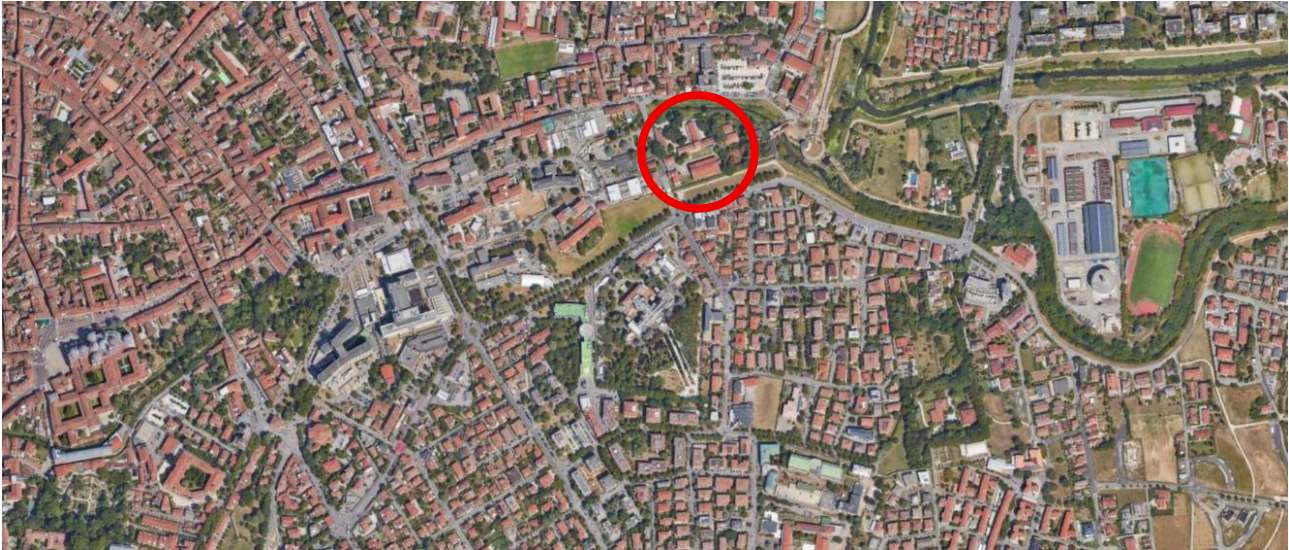
7.2.3	Elementi in muratura	37
7.2.3.1	Martinetto piatto singolo e doppio	37
7.2.3.2	Penetrometro su malta	39
7.2.3.3	Endoscopie sulla muratura	40
7.2.4	Verifiche ammorsamento murature	41
7.2.5	Elementi lignei	42
7.2.5.1	Prove resistografiche	42
7.2.5.2	Prove di impronta su elementi lignei	42
7.2.6	Rilievo fondazioni	43
7.2.6.1	Scavo fondazionale	43
7.2.7	Orizzontamenti	44
7.2.7.1	Rilievo geometrico solaio	44
8	<u>ELABORAZIONI PROVE SUI MATERIALI</u>	45
8.1	ELEMENTI IN CALCESTRUZZO	45
8.2	ACCIAIO D'ARMATURA	46
8.3	ELEMENTI IN MURATURA	47
9	<u>RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	50
9.1	MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE	50
9.2	CALCESTRUZZO	51
9.3	ACCIAIO D'ARMATURA	51
9.4	LEGNO	52
10	<u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO</u>	53
10.1	RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA – MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO	54
10.2	PROFONDITÀ FALDA	54
10.3	INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW E REMI	55
10.4	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	57
10.5	CATEGORIA TOPOGRAFICHE	57
11	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	58
11.1	PESO PROPRIO G_1	58
11.2	PESO PERMANENTE PORTATO G_2	58
11.3	CARICO ACCIDENTALE Q_k	59
11.4	NEVE	60
11.5	VENTO	62
11.6	CARICHI DOVUTI A SISMA (D.M. 2018)	64
11.6.1	Vita nominale di progetto	64
11.6.2	Classe d'uso	64
11.6.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	65
11.6.4	Riepilogo parametri sismici	65

11.6.5	Spettro di risposta elastico SLO	67
11.6.6	Spettro di risposta elastico SLD	67
11.6.7	Spettro di risposta elastico SLV	68
11.6.8	Spettro di risposta elastico SLC	68
12	COMBINAZIONI DI CARICO	69
12.1	STATICA	69
12.2	SISMICA	70
13	MODELLAZIONE DELLO STATO DI FATTO	71
13.1	ANALISI LV2 - MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO	71
14	VULNERABILITÀ STATICA	73
14.1	METODO DI ANALISI	73
14.1.1	Fattore di confidenza	73
14.1.2	Combinazioni di carico	73
14.2	VERIFICHE STATICHE ORIZZONTAMENTI	74
14.2.1	Solai in legno	74
14.2.2	Solette e travi in c.a.	93
14.2.2.1	Indagini 17-18-19-21-31	93
14.2.2.1.1	Verifica della soletta in c.a.	94
14.2.2.1.2	Verifica delle travi in c.a.	98
14.2.2.2	Indagini 25-26	106
14.2.2.2.1	Verifica della soletta in c.a.	107
14.2.2.2.2	Verifica delle travi in c.a.	112
14.3	VERIFICHE STATICHE COPERTURA	117
14.3.1	Travi in legno	117
14.3.2	Capriate in legno	123
14.4	VERIFICHE STATICHE RAMPE SCALE	125
14.5	RIEPILOGO DELLE CRITICITÀ STATICHE	132
14.5.1	Orizzontamenti in legno	132
14.5.2	Orizzontamenti in c.a.	133
14.5.2.1	Solette c.a.	133
14.5.2.2	Travi c.a.	133
14.5.3	Rampe scale	134
14.5.4	Copertura	135
14.6	VERIFICA STATICA STRUTTURE VERTICALI	136
14.6.1	Muratura	136
14.6.1.1	Murature da fondazioni a calpestio piano primo	136
14.6.1.2	Murature da calpestio piano primo a copertura	137
14.6.2	Calcestruzzo	138

<u>15</u>	<u>VULNERABILITÀ SISMICA</u>	<u>139</u>
15.1	METODO DI ANALISI	139
15.2	ANALISI LV2 – MECCANISMI DI COLLASSO LOCALI	144
15.2.1	Ribaltamento semplice RB01	145
15.2.1.1	Ribaltamento attorno cerniera piano 0	147
15.2.1.2	Ribaltamento attorno cerniera piano 1	149
15.2.1.3	Riepilogo	151
15.2.2	Ribaltamento semplice RB02	152
15.2.2.1	Ribaltamento attorno cerniera piano 0	154
15.2.2.2	Ribaltamento attorno cerniera piano 1	156
15.2.2.3	Riepilogo	158
15.2.3	Ribaltamento cantonale C01	159
15.2.3.1	Ribaltamento attorno cerniera a quota 6.90 m	161
15.2.3.2	Riepilogo	162
15.2.4	Ribaltamento cantonale C02	163
15.2.4.1	Ribaltamento attorno cerniera a quota 6.00 m	165
15.2.4.2	Riepilogo	165
15.2.5	Riepilogo indici di sicurezza dei meccanismi locali	166
<u>16</u>	<u>ALTRE VULNERABILITÀ</u>	<u>167</u>
16.1	INFILTRAZIONI D'ACQUA	167
16.2	COMMENTI SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI	168
<u>17</u>	<u>ATTRIBUZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA</u>	<u>171</u>
17.1	CLASSE IS-V E PAM	171
17.2	TEMPO DI INTERVENTO	172
<u>18</u>	<u>VERIFICA FONDAZIONALE</u>	<u>173</u>
<u>19</u>	<u>CONCLUSIONI ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO</u>	<u>174</u>
<u>20</u>	<u>CONCLUSIONI VULNERABILITÀ</u>	<u>175</u>
20.1	VULNERABILITÀ STATICA	175
20.2	VULNERABILITÀ SISMICA	176
20.3	ALTRE VULNERABILITÀ	176

1 INTRODUZIONE

L'ex Macello Pubblico di Padova è un ampio complesso monumentale situato a est della città, che si estende su una superficie di circa 20.000 metri quadrati.



Localizzazione dell'edificio

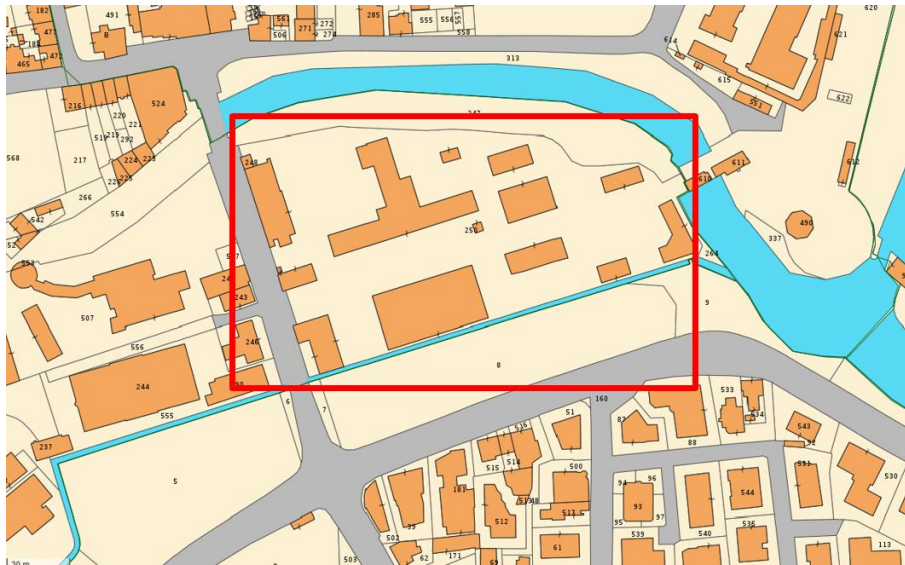
L'area è delimitata a nord dal Canale San Massimo, a est dal Ponte delle Gradelle, a sud da via Gattamelata, mentre l'ingresso principale si trova a ovest, su via Cornaro.



Estratto fotopiano Ex-Macello in via Cornaro

L'area è così censita al nuovo catasto urbano del Comune di Padova:

- Foglio 105;
- Particella 250;
- Subalterno 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24.



Estratto planimetria catastale

L'area di intervento è identificata dalla carta dei vincoli e della pianificazione territoriale del Comune di Padova come segue:

- Centro storico;
- Vincoli sui beni culturali (D.Lgs. n° 42/2004 – art. 10 e 12)
- Vincoli paesaggistici, immobili ed aree di notevole interesse pubblico (D. Lgs. n° 42/2004 – art. 136)

L'area di intervento è identificata dal Piano degli Interventi (PI) del Comune di Padova come segue:

- Unità di piano della classe C modalità di tipo C – Restauro (nto 15.c)
- Attrezzatura di interesse comune (nto 15.4, 15.6)
- Zona di degrado in Centro Storico (nto 15.25)
- Sistema bastionato – Aree a parco (nto 15.15)
- Verde pubblico (nto 15.4, 15.6)



Estratto piano degli interventi del Comune di Padova

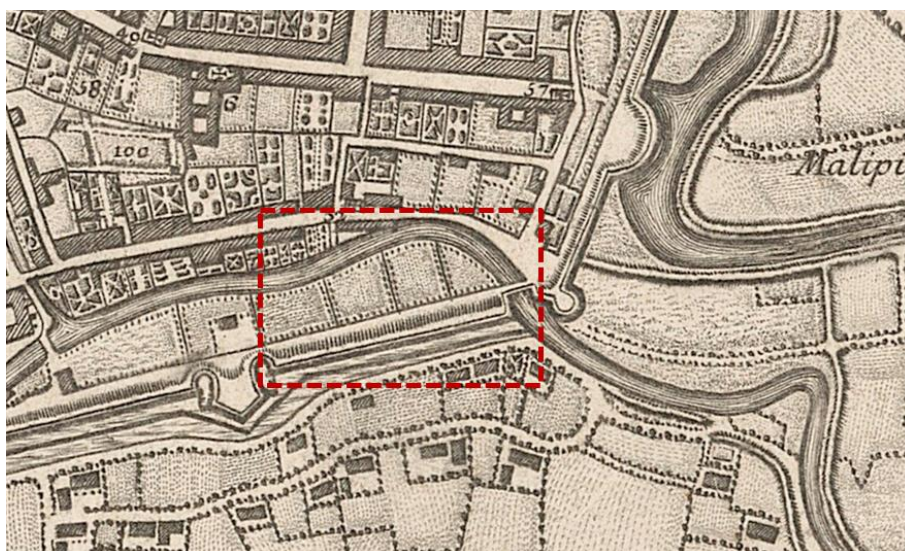
1.1 ANALISI STORICO CRITICA

1.1.1 Sviluppo urbanistico dell'area

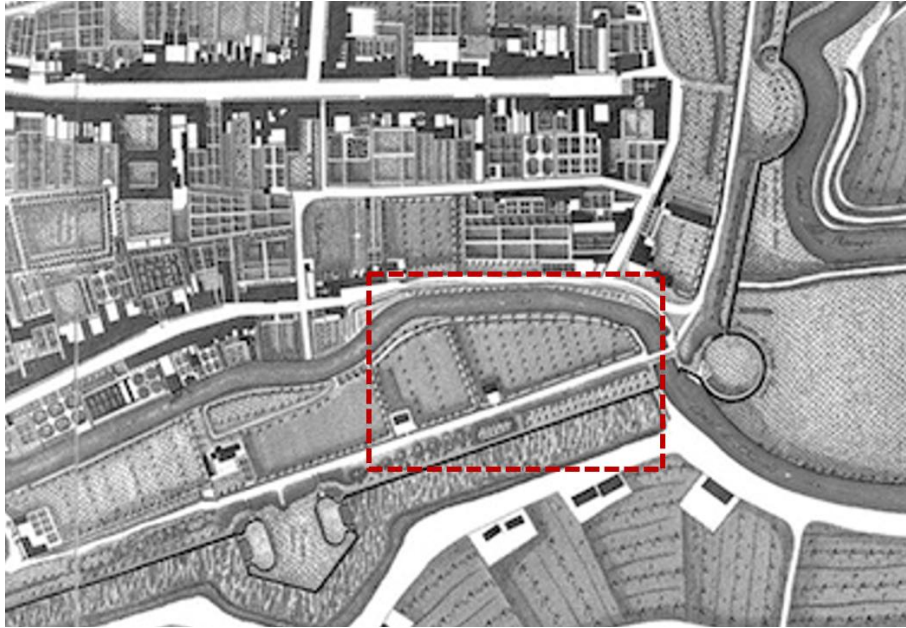
L'area su cui fu costruito l'Ex Macello di Padova si trovava originariamente fuori dalla cerchia muraria medievale realizzata da Francesco I da Carrara nel 1376. Le mura, adatte a difendersi da armi tradizionali, furono in parte demolite e ricostruite dai Veneziani dopo l'assalto del 1509 durante la guerra della Lega di Cambrai, adattandole alle nuove esigenze difensive con bastioni e terrapieni. In quel periodo fu inglobata nel perimetro urbano anche la zona dell'attuale Ex Macello, inclusa in un'area sgombra da edifici detta "spianata" o "guasto", destinata alla difesa e piantumata con pioppi.

Le mappe storiche del XVIII secolo confermano la permanenza di questa configurazione, mostrando la spianata e le alberature. Il terreno fu utilizzato a lungo per coltivazioni e pascolo, in particolare con la tecnica della "piantata veneta", che univa viti e cereali.

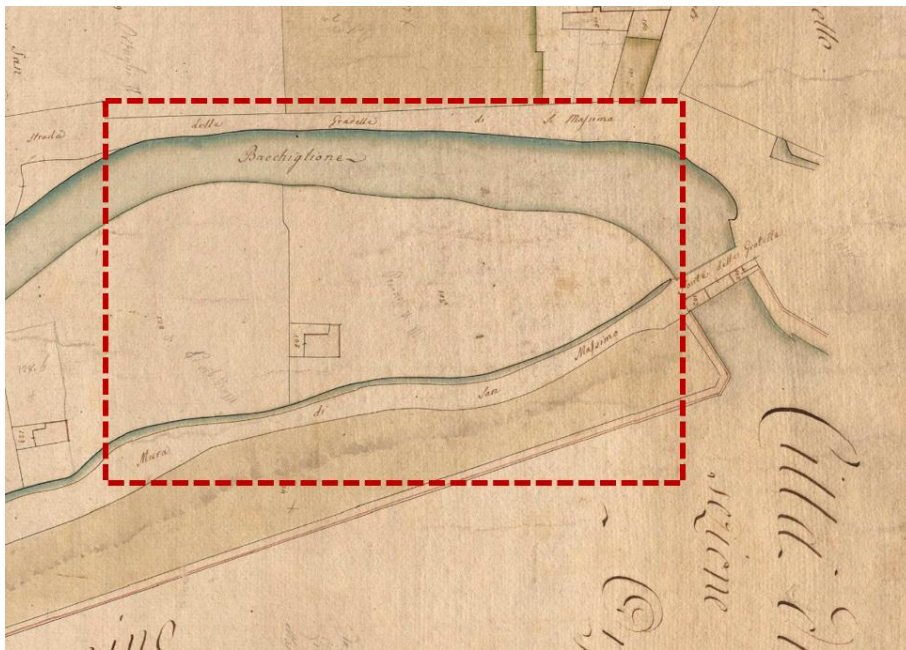
Le stesse mappe testimoniano anche l'esistenza, tra le mura e il canale di San Massimo, di una strada realizzata per scopo militare che collegava il Torrione Buovo al baluardo Cornaro e a Porta Liviana (oggi Pontecorvo). Questo tracciato è ancora riconoscibile nell'asse viario dell'Ex Macello, tra via Cornaro e il ponte delle Gradelle. Vi erano inoltre due edifici rurali, e i catasti ottocenteschi confermano l'uso agricolo dell'area, con appezzamenti destinati a pascolo e coltivazione promiscua (piantata veneta). Due terreni risultavano di proprietà privata, mentre il resto era demaniale.



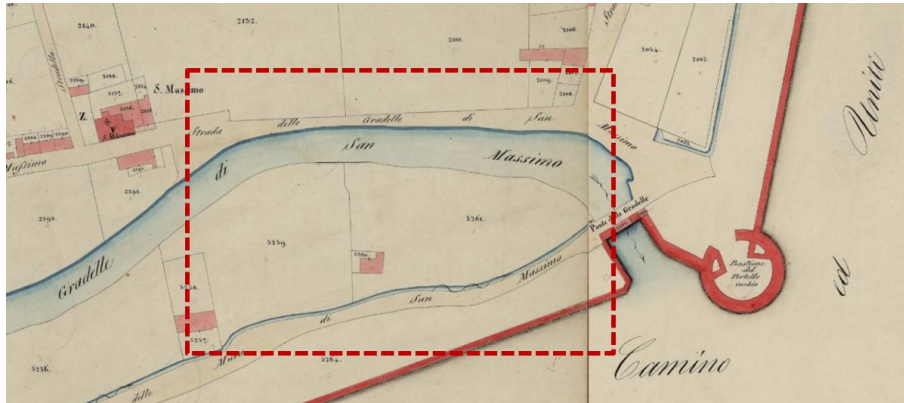
Estratto di "La Gran Carta del Padovano di G.A. Rizzi Zannoni" del 1780



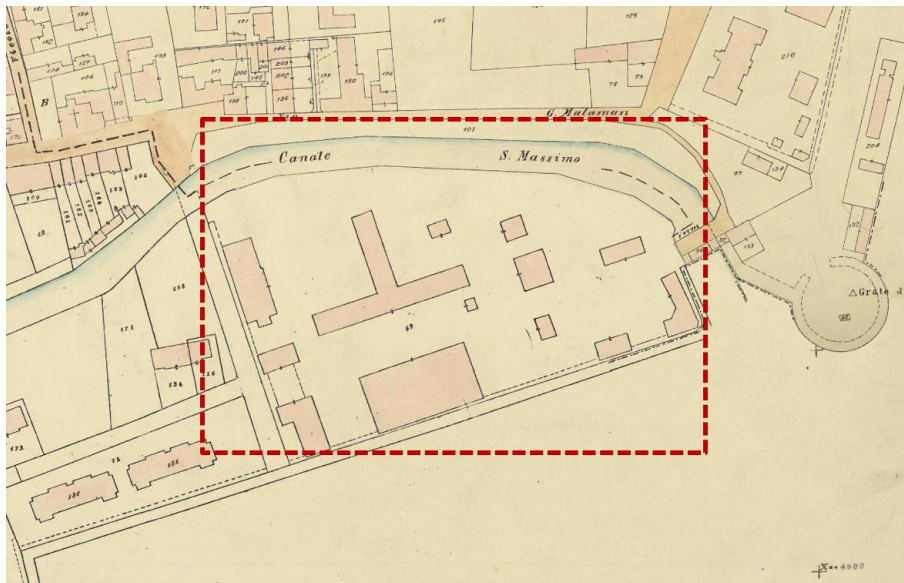
Estratto di "La pianta di Padova di Giovanni Valle" del 1784



Estratto mappa catasto Napoleonico - 1810 circa



Estratto mappa Catasto Austriaco - 1845



Estratto mappa catasto Italiano - 1925 circa

Il sistema dei macelli a Padova si è evoluto nel tempo, seguendo lo sviluppo urbano e le normative igienico-sanitarie. In epoca antica, la macellazione avveniva nelle piazze cittadine, cuore dell'attività commerciale. Il primo edificio specificamente destinato alla macellazione fu la *beccaria grande*, costruita nel 1398 lungo il fiume Bacchiglione. Questa struttura rimase in funzione per secoli, passando attraverso varie dominazioni.

Con l'influenza della cultura urbanistica francese, nell'Ottocento si avviò una riorganizzazione degli spazi urbani, con l'obiettivo di concentrare l'attività di macellazione in un unico luogo. Nacque così il macello *Jappellino*, progettato da Giuseppe Jappelli, situato fuori dal centro, presso le mura cinquecentesche. L'impianto prevedeva spazi distinti per la macellazione e per gli uffici, con attenzione all'igiene e all'organizzazione funzionale. Successivamente, nel 1870, venne costruito un macello intermedio alle spalle di quello dello Jappelli destinato probabilmente alla macellazione dei suini, obbligata fuori città per legge.

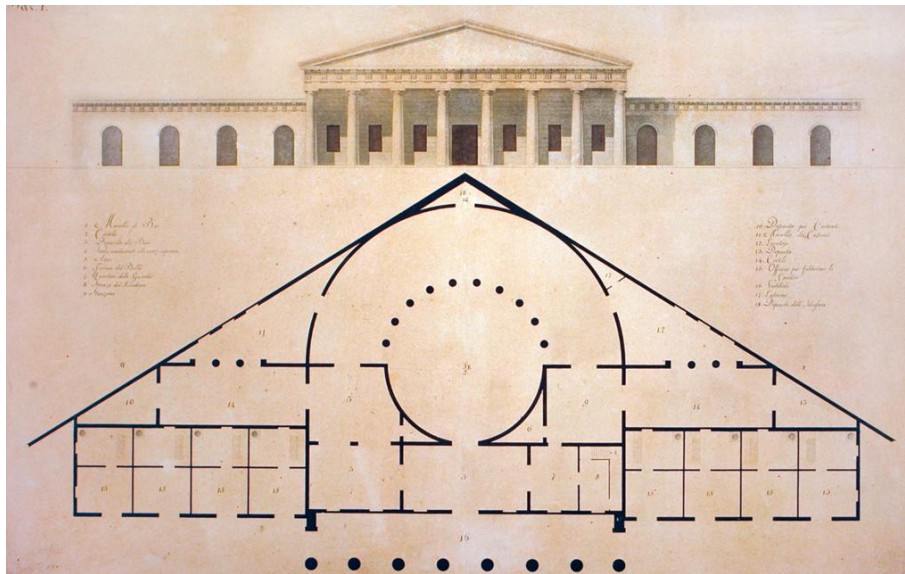


Tavola di progetto il Macello- Giuseppe Jappelli - 1818

Il nuovo macello progettato dall'ingegner Peretti fu collocato in una zona periferica, scarsamente urbanizzata, facilmente acquisibile in quel periodo dall'Amministrazione Comunale e scelta per la favorevole situazione idraulica essendo il ponte delle Gardelle il punto di uscita delle acque urbane più a valle della città. Tuttavia, la sua posizione non rispettava pienamente tutti i criteri urbanistici dell'epoca causa dell'espansione urbana continua, trasformazioni urbanistiche che portarono alla nascita della zona universitaria e all'apertura di via Loredan con l'abbattimento parziale della cinta muraria.

1.1.2 Progetto originario dell'area

Nel 1904, durante un periodo di intensa attività urbanistica a Padova, l'ingegnere capo Alessandro Peretti redasse il progetto per un nuovo macello, destinato a sostituire quello precedente di Giuseppe Jappelli, ormai inadeguato per una città di 80.000 abitanti. Per ragioni igienico-sanitarie, il Genio Civile impose di sopraelevare l'area di 1,5 metri tramite interrimento, utilizzando terra prelevata dai terrapieni delle mura presso Pontecorvo, trasportata con carrelli su rotaie. Il nuovo macello, esteso su circa 17.000 mq, è delimitato a nord dal canale di S. Massimo, a est e sud dalla cinta muraria, e a ovest da via Alvise Cornaro.



Planimetria del Progetto del 1905 dell'Ingegnere Peretti

Il complesso del macello presentava un'organizzazione funzionale ed articolata. L'ingresso principale, con un portico a colonne, era destinato alla prima visita e alla pesa degli animali; accanto si trovavano gli uffici, le abitazioni del direttore e del custode, nonché i locali per le guardie daziarie. Tra il 1908 e il 1910 furono costruite celle frigorifere con impianti per la produzione di ghiaccio, successivamente usate anche per le analisi del pesce destinato al commercio.



Foto dell'ingresso 1907

All'interno, la grande sala detta "la Cattedrale" era destinata alla macellazione dei bovini, dotata di sistemi meccanici per il sollevamento delle carni e ben illuminata da finestroni e un lucernario. In origine, l'edificio era previsto con copertura piana, poi modificata in corso d'opera. Accanto, un edificio a T ospitava le attività che richiedevano acqua calda: docce, mensa, spogliatoi, macellazione suina, tripperia e locali per lavorazioni particolari. Nelle aree perimetrali si trovavano: una concimaia (oggi quasi scomparsa), servizi igienici, tre stalle (per suini, bovini, ovini/vitelli), alcune trasformate successivamente in celle frigorifere. Lungo le mura sud-est

erano disposti i locali per la lavorazione di sangue, sego e pelli, oltre allo svuotatoio dei ventricoli. Isolato, vicino al ponte delle Gradelle, vi era l'edificio per animali infetti, con stalla e digestore Rastelli per il trattamento delle carni non salubri. Un'altra concimaia completava il complesso.

Questo modello di macello, detto "cellulare", sostituiva le macellerie disperse con uno spazio unificato e igienico, dove ogni macellaio operava in una stanza autonoma, secondo una concezione moderna nata tra Otto e Novecento.

Il complesso del macello fu realizzato utilizzando il sistema costruttivo Hennebique, che impiegava calcestruzzo armato per creare una struttura portante monolitica. Questo metodo prevedeva l'uso di plinti di fondazione, pilastri, travi principali e secondarie, e solette. I pilastri, generalmente a sezione quadrata, rettangolare o poligonale, erano rinforzati con armature metalliche longitudinali (barre circolari), supportate da legature trasversali in filo di ferro e fasce metalliche.

Le travi, collegate monoliticamente alle solette, formavano strutture resistenti a "T", con armature metalliche disposte in barre tonde. Alcune barre erano diritte e situate nella parte inferiore della trave, mentre altre, piegate alle estremità, garantivano la presenza di armature sia nella parte inferiore che superiore della struttura, specialmente nelle zone di incastro. La ripartizione delle barre diritte e piegate era generalmente equilibrata. Le staffe, realizzate con piattina di ferro, contrastavano gli sforzi di taglio.

Un aspetto distintivo era il collegamento tra pilastri e travi, che spesso prevedeva mensole inclinate per il raccordo. I dimensionamenti ottenuti con le formule empiriche di Hennebique risultarono simili a quelli dei metodi di progetto tradizionali, e la buona performance statica nel tempo confermò la validità del sistema.

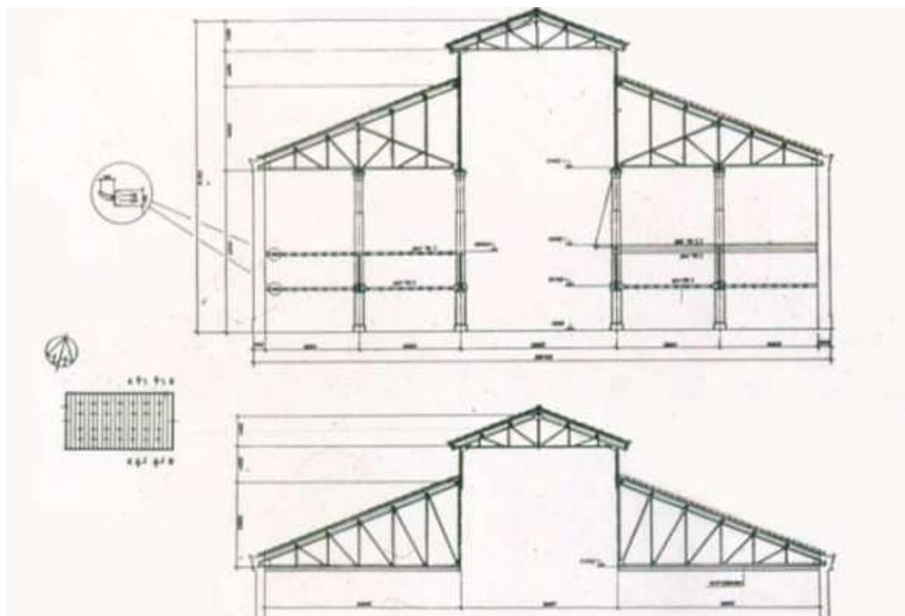
L'attività di macellazione, inaugurata il 7 settembre 1908, proseguì fino ai primi anni '70, quando si assistette al suo definitivo trasferimento nel nuovo impianto di Corso Australia, avvenuto nel '75.

1.1.3 Interventi di restauro e recupero dell'area

Negli anni '70, sono stati intrapresi i primi interventi di ristrutturazione, concentrandosi soprattutto sulle strutture di copertura. Questi lavori furono avviati grazie a un accordo tra l'Associazione C.L.A.C., il Comune di Padova e l'Istituto Edile Professionale di Camin. La ristrutturazione riguardava principalmente la sistemazione esterna dell'ex sala bovini e interventi più radicali nella ex sala di macellazione ovini e l'ex macello dei suini:

- Nel caso dell'ex macello dei suini, venne realizzata una nuova copertura, demolendo gli abbaini e installando nuove capriate e un sistema di orditura in calcestruzzo armato;
- Nell'ex stalla bovini subì una sistemazione esterna;
- Nell'edificio delle celle frigorifere, trasformato in centro iperbarico, vide modifiche interne significative, con l'abbattimento di molte pareti e la creazione di nuovi ingressi in corrispondenza delle finestre preesistenti per l'installazione dei macchinari di notevoli dimensioni.

Negli anni '80 si intervenne sulla struttura di copertura in ferro della sala ex macellazione bovini per migliorarne la sicurezza statica, con lavori su baionette, stabilizzazione delle capriate e l'inserimento di controventature. Particolare attenzione fu dedicata alla progettazione delle controventature di falda per superare le differenze tra le terzere in legno.



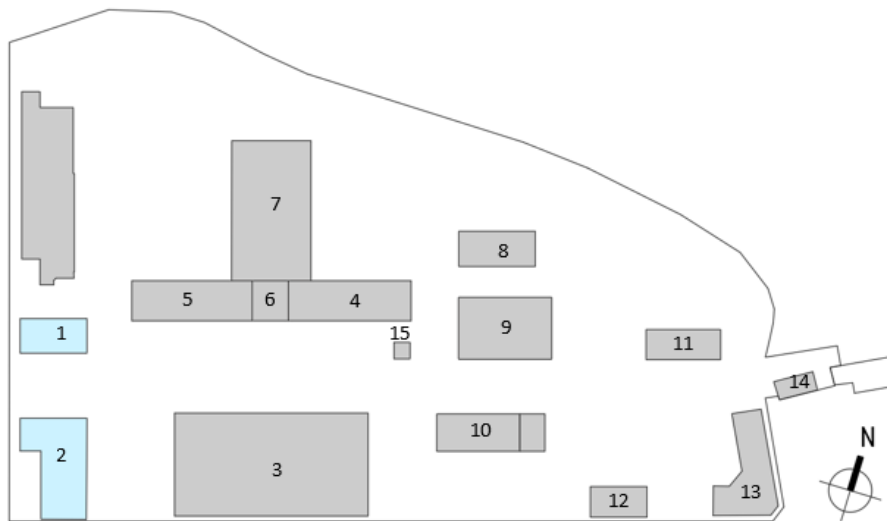
Estratto di progetto dei rinforzi utilizzati per il restauro delle strutture in ferro

Nel 1973 nacque l'idea di un osservatorio astronomico e un planetario sui Colli Euganei, progetto sviluppato da Roberto Sannevigio e Giancarlo Favero, con la collaborazione dello Studio Architetti Barato. Il primo planetario fu realizzato nel 1982 grazie all'interesse delle scuole e degli astrofili, con il contributo del Prof. Bovi e altri, e una donazione dalla Cassa di Risparmio di Padova e Rovigo per l'acquisto di uno strumento delle Officine Galileo. Il Planetario Galileo, inaugurato nel 1983, offriva una proiezione stellare in una piccola cupola, accogliendo scolaresche di ogni ordine e grado.

Tuttavia, con l'aumento della domanda e la limitatezza dello spazio, si iniziò a progettare un planetario più grande. Nel 1999, fu avviato un nuovo progetto, che portò all'inaugurazione del nuovo Planetario di Padova il 21 aprile 2009, in occasione dell'Anno dell'Astronomia, celebrando i 400 anni delle scoperte galileiane a Padova.

2 DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Si riporta di seguito uno schema dell'area in cui è ubicato il manufatto in esame.



Schema del complesso Ex-Macello in via Cornaro

Si riporta di seguito una suddivisione:

- 1- Palazzina uffici dazi, uffici della direzione, pesa e abitazione del direttore- *Oggetto di intervento*
- 2- Palazzina pagamento dazio, custode, guardie daziarie e guardie della città - *Oggetto di intervento*
- 3- Macello bovini
- 4- Tripperia
- 5- Lavorazioni carni, servizi per il personale e refettorio
- 6- Locali caldaie
- 7- Macello Suini e stalla di sosta provvisoria dei suini
- 8- Stalla di sosta provvisoria dei suini e lanuti
- 9- Stalla di sosta bovini
- 10- Macello lanuti e celle frigo
- 11- Stalla osservazione e distruzione carni infette
- 12- Ex concimaia - svuotamento vetricoli
- 13- Spazio di servizi accessori
- 14- Fabbricati del ponte delle "Gradelle"
- 15- Servizi igienici

L'edificio in esame presenta due piani fuori terra, e possiede una **superficie totale** pari a circa **1505 mq**, considerando

- piano terra,
- piano primo,
- copertura,

, senza considerare la porzione canniciata a livello di calpestio del sottotetto.

Il **volume totale** è pari a circa **5300 mc**.

L'edificio è costituito da una struttura portante verticale in muratura in mattoni pieni, e le fondazioni risultano costituite da travi rovesce. In corrispondenza del porticato centrale, invece, è presente una struttura portante verticale costituita da pilastri in c.a.

Gli orizzontamenti sono costituiti prevalentemente da solai in legno, che sostengono un tavolato superiore a sostegno di morali e del pavimento; inoltre, nelle zone dei porticati sono costituiti da solette in c.a. sp. 15 cm e da travi in c.a. a sostegno della soletta e a passo variabile. È infine presente un solaio in laterocemento a calpestio del piano primo nella zona dov'è attualmente presente la porzione di torretta.

In corrispondenza del sottotetto non è presente un solaio calpestabile, ma sono presenti travi lignee con l'unica funzione di sostegno del controsoffitto in cannicciato.

A livello di copertura sono presenti travi lignee ed anche due capriate.

All'interno dell'edificio sono inoltre presenti due scale in c.a. costituite da una soletta rampante in c.a.; è inoltre presente una piccola scala in acciaio.

2.1 DOCUMENTAZIONE FORNITA DALLA COMMITTENZA

I documenti forniti dalla Committenza sono di seguito elencati:

- Progetto di fattibilità tecnica ed economica a firma di Arch. Ostellari Valeria, con RUP Arch. Domenico Lo Bosco;
- Progetto Pleiadi, Area Ex-Macello via Cornaro – Padova Science Centre – Progetto di fattibilità tecnica ed economica.

3 METODO DI CALCOLO

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, concordemente con il D.M. 17/01/2018, sono assunti pari a:

Cemento armato

SLU	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
	1.15	1.50 per c.a. normale

Acciaio per carpenteria metallica

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Unioni metalliche

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Prearico di bullone ad alta resistenza con serraggio controllato	$\gamma_{M7} = 1,0$
con serraggio non controllato	$\gamma_{M7} = 1,10$

Muratura

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Legno

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
	Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.	

4 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

4.1 MIDAS GEN PLUS / ADVANCED

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della "Midas Information Technology Co., Ltd". Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Questo software è composto da una suite di programmi per il calcolo strutturale FEM orientata alle necessità dell'ingegneria civile. Il programma è fra i più diffusi al mondo con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

Specifiche tecniche:

- Denominazione del software: MIDAS GEN 2023
- Produttore del software: MIDAS IT Co. Ltd, Pangyo Seven Venture Valley, 633 Sampyeong-dong Bundang-gu, Seongnam, Gyeonggi 463-400 - Corea del Sud
- Rivenditore del software: CSPFEA, via Zuccherificio 5/D, 35042, Este - Italy
- <https://www.cspfea.net/>
- Versione: 2025
- Identificatore licenza: UD001-02941, U001-02831, U001-02832
- Intestatario della licenza: ICONIA INGEGNERIA CIVILE SRL VIA LISBONA, 28 A PADOVA

4.2 3MURI

Programma di calcolo strutturale, realizzato da "S.T.A. DATA s.r.l.", dedicato alla progettazione e verifica di strutture in muratura. Il programma si basa sulla modellazione delle strutture in muratura a telaio equivalente e consente l'analisi statica non lineare (analisi push-over) eseguendo le verifiche sismiche per gli stati limite di operatività, danno, salvaguardia della vita e collasso, nonché tutte le verifiche locali delle murature in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Specifiche tecniche:

- Denominazione del software: 3MURI - Muratura
- Produttore del software: S.T.A DATA, Corso Raffaello 12, 10126, Torino - Italy
- Rivenditore del software: S.T.A DATA, Corso Raffaello 12, 10126, Torino - Italy
- <https://www.stadata.com>
- Versione: 13.1.0.0
- Identificatore licenza: 14341
- Intestatario della licenza: ICONIA INGEGNERIA CIVILE SRL VIA LISBONA, 28 A PADOVA

4.3 VCA - SLU

Programma prodotti dall'ing. Piero Gelfi dell'Università di Brescia. Eseguono il calcolo e la verifica di sezioni in c.a., in acciaio e miste, muri di sostegno, ecc.

4.4 MICROSOFT EXCEL

Fogli Excel per l'esecuzione di calcoli semplici implementati direttamente su schemi e formule derivate dalla scienza delle costruzioni. Prima dell'utilizzo, il foglio Excel viene testato e verificato sia mediante calcolo manuale diretto, sia mediante confronto con altri programmi di calcolo.

- Versione software: Microsoft Office Excel 2016
- Licenza nr: licenza Office365

4.5 DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il seguente paragrafo riporta il giudizio di accettabilità relativa all'utilizzo dei codici di calcolo automatico utilizzati per il progetto in esame.

In particolare, in osservanza al § 10.2 del D.M. 17/01/2018, si dichiara quanto di seguito:

4.5.1 Tipo di analisi svolta

Come riportato al § "METODO DI CALCOLO", lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali risultano concordi con il D.M. 17/01/2018.

4.5.2 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Tutti i codici di calcolo di cui sopra sono stati utilizzati dopo un attento esame della documentazione a corredo del software, che ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene inoltre una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice ha inoltre verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

4.5.3 Validazione dei Codici di Calcolo

Ad ulteriore verifica di validazione dei programmi utilizzati, gli svariati anni di utilizzo hanno permesso di verificare internamente la bontà dei vari codici di calcolo, confrontando fra loro i risultati ricavati in base a soluzioni teoriche, calcolo manuale diretto, utilizzo di diversi software, arrivando ad un giudizio positivo di affidabilità ed accuratezza.

4.5.4 Modalità di presentazione dei risultati

Le verifiche riportate nella presente costituiscono un estratto dei calcoli principali condotti sulle strutture principali presenti nell'opera in oggetto.

All'interno della relazione vengono per lo più omessi i tabulati prodotti con i programmi di calcolo automatico, riportando eventualmente solo alcune tabelle e schemi grafici riepilogativi. Per alcuni elementi, per completezza, essi sono riportati in allegato alla relazione di calcolo; in ogni caso essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

4.5.5 Informazioni generali sull'elaborazione

I programmi di calcolo utilizzati prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di eventuali errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura, della presenza di elementi non verificati, dell'inosservanza di alcuni requisiti previsti dal DM18. Al termine di ciascuna analisi viene effettuato un controllo generale che identifica la correttezza degli spostamenti ottenuti, il rispetto dell'equilibrio fra azioni imposte e reazioni vincolari, ecc.

Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale con le schematizzazioni assunte nella modellazione.

4.5.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati infine sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità e la correttezza. Tale valutazione ha compreso, fra l'altro:

- Verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati
- Comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, confronto con i risultati di modelli teorici, ecc Il confronto con i risultati di semplici calcoli manuali diretti (es. trave in semplice appoggio, trave continua, mensola a sbalzo, ecc
- Il confronto dei risultati ottenuti in fase di primo proporzionamento della struttura
- Il confronto fra calcolazioni effettuate con programmi differenti

Inoltre, sulla base delle procedure di qualità interne previste, i risultati sono stati controllati da un soggetto diverso che non ha preso direttamente parte alla progettazione, validandone così la correttezza.

In base a quanto detto, si può quindi asserire che la progettazione condotta è risultata corretta e idonea al caso specifico, ritenendo validi ed accettabili i risultati di calcolo ottenuti.

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica:

- D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21/01/2019, n° 7/C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- DPCM 9/02/ 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 Gennaio 2008"

Per quanto non diversamente specificato, verranno considerate (seppure in maniera non cogente) le indicazioni fornite dai seguenti documenti:

Eurocodici strutturali elaborati dal CEN nella loro forma internazionale EN:

- EUROCODICE 1 - Azioni sulle strutture
- EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- EUROCODICE 3 - Progettazione delle strutture di Acciaio
- EUROCODICE 4 - Progettazione delle strutture composte Acciaio-calcestruzzo
- EUROCODICE 7 - Progettazione geotecnica
- EUROCODICE 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Norme UNI EN armonizzate:

- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)

Ulteriori richiami normativi utilizzati come riferimento saranno specificati di volta in volta.

6 METODO DI VERIFICA SISMICA SU EDIFICI ESISTENTI E LIVELLO DI CONOSCENZA

In questo paragrafo vengono riportati i passaggi normativi più rilevanti della normativa attuale (NTC2018) e della Circ. Applicativa, necessari alla valutazione della sicurezza di un edificio esistente nei confronti delle azioni statiche e di quelle sismiche di progetto.

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa vigente, deve permettere di valutare se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in questo specifico caso la struttura oggetto di valutazione è annoverabile negli edifici di **Classe III**, e per tale motivo non sono necessarie verifiche agli SLE.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6. Le verifiche SLC si svolgono soltanto in termini di duttilità, tali verifiche non sono richieste per strutture progettate con $q \leq 1.5$.

Rispetto ad una nuova progettazione devono essere fatte alcune distinzioni:

- il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenziabili

6.1 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche, sia sismiche. Con riferimento a quanto espresso nel § 8.5 delle NTC si precisa che, nel caso di combinazioni di carico che includano l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sopportabili dalla struttura si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati e quelli variabili previsti dalle NTC.

Per quanto riguarda l'azione sismica di progetto le norme tecniche impongono l'uso dello spettro di risposta che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche.

Il fattore di comportamento q è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali quando soggetti alle azioni non sismiche). Valori di q superiori a quelli sopra indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di $-E$ è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo $ag S$.

- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte *i*-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Nelle costruzioni esistenti in soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi “duttili” del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi “fragili” del fattore di comportamento $q = 1,5$. Per questi ultimi la domanda non può superare quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi, valutata come indicato al punto b) del §C8.7.2.2.

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano i valori di progetto.

6.2 CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

Ai fini di eseguire la verifica strutturale di un edificio esistente si deve disporre di alcune fonti per l'acquisizione dei dati, in particolare:

- Documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali;
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- Prove in-situ ed in laboratorio.

Da queste fonti si devono dedurre informazioni sui seguenti aspetti:

- Identificazione dell'organismo strutturale (ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo);
- Identificazione delle fondazioni e delle categorie di suolo;
- Informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi di armature, delle proprietà dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti dei materiali o di esecuzione;
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale;
- Descrizione della destinazione d'uso attuale con identificazione della categoria di importanza;
- Informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

La quantità e la qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza la Circ. Applicativa NTC 2018 distingue tre livelli di conoscenza:

- **LC1:** Conoscenza Limitata
- **LC2:** Conoscenza Adeguata
- **LC3:** Conoscenza Accurata

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- Geometria, ovvero le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- Dettagli strutturali, ovvero la quantità e disposizione delle armature (se presenti), compreso il passo delle staffe e la loro chiusura per il c.a., i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- Materiali, ovvero le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina i metodi di analisi ed i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali. Il livello di conoscenza acquisito determina infine il tipo di analisi consentito.

6.3 LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO

Il quadro conoscitivo si è sviluppato nelle seguenti modalità:

- analisi storico critica (ricerca d'archivio e recupero documenti originari di progetto)
- rilievo geometrico (rilievo tramite laser scanner e fotografico)
- definizione dettagli costruttivi (campagna di indagini e prove)
- definizione caratteristiche dei materiali (campagna di indagini e prove)

Le informazioni sono tali da perseguire il raggiungimento del **livello di conoscenza LC3**.

Definito sulla base degli elementi conoscitivi disponibili e delle indicazioni presenti in normativa, con particolare riferimento a quanto riportato nel capitolo C8.5.4.1 e nella tabella C8.5.IV della Circolare Applicativa 2019.

C8.5.4.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1: -Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.

- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2: - Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I

-Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3: -I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito. Considerato il generico parametro X , una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo in tabella, con le formule seguenti:

$$\mu' = \frac{1}{2}(X_{\min} + X_{\max}) \quad [C8.5.4.1]$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}(X_{\max} - X_{\min}) \quad [C8.5.4.2]$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu^n = \frac{n\bar{X} + \kappa\mu'}{n + \kappa} \quad [C8.5.4.3]$$

dove \bar{X} è la media delle n prove dirette e κ è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove (combinazione tra incertezza della misurazione sperimentale e dispersione dei parametri meccanici nell'ambito dell'edificio che si sta analizzando) e la varianza σ'^2 della distribuzione a-priori.

Nel determinare la stima aggiornata del valore medio del parametro meccanico, il coefficiente κ rappresenta il peso relativo della distribuzione a-priori (associata ai parametri della tabella C.8.5.I) rispetto alle prove sperimentali³.

Qualora la media delle n prove dirette \bar{X} sia significativamente diversa dal valore μ' adottato per la distribuzione a-priori, e quindi la differenza tra μ' e μ^n risulti rilevante, l'accettabilità del risultato ottenuto applicando l'equazione C8.5.4.3 deve essere adeguatamente motivata.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali sono tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo alle analisi richieste.

Il piano delle indagini è stato attentamente calibrato, ai sensi della normativa vigente, in relazione al comportamento strutturale atteso, della conoscenza delle modalità costruttive tipiche dell'epoca e sulla base delle esperienze pregresse in edifici analoghi. Tali indagini, per quanto di competenza e responsabilità, si ritengono, coerentemente con la vigente normativa e conformemente al livello progettuale in essere, adeguate a consolidare il livello di conoscenza dichiarato in sede di vulnerabilità sismica.

6.4 CALCOLO DEL FATTORE DI CONFIDENZA PER EDIFICI SOTTOPOSTI A VINCOLO

Per la valutazione della sicurezza sismica degli edifici tutelati di interesse storico-artistico la direttiva specifica è il **DPCM 9 febbraio 2011, Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008**, che contiene anche le linee guida per la progettazione degli interventi di riduzione del rischio sismico e le modalità di approfondimento delle varie attività di rilievo ed indagini.

In relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno e le fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza FC, compreso tra 1 e 1.35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica (o della vita nominale).

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni).

La formulazione del fattore parziale di confidenza è la seguente:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Per l'edificio in esame, per il quale si intende raggiunto un **livello di conoscenza LC3**, viene utilizzato il fattore di confidenza: **FC = 1**

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto. Limitatamente al caso di verifiche in condizioni non sismiche di singoli componenti (ad esempio solai sui quali siano state condotte indagini particolarmente accurate) oppure di verifiche sismiche nei riguardi dei meccanismi locali, è possibile adottare livelli di conoscenza differenziati rispetto a quelli impiegati nelle verifiche sismiche globali.

7 RIEPILOGO DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE

Si è condotta una campagna di indagini strutturali per approfondire la conoscenza del bene; le indagini sono state condotte da Metralab Srl.

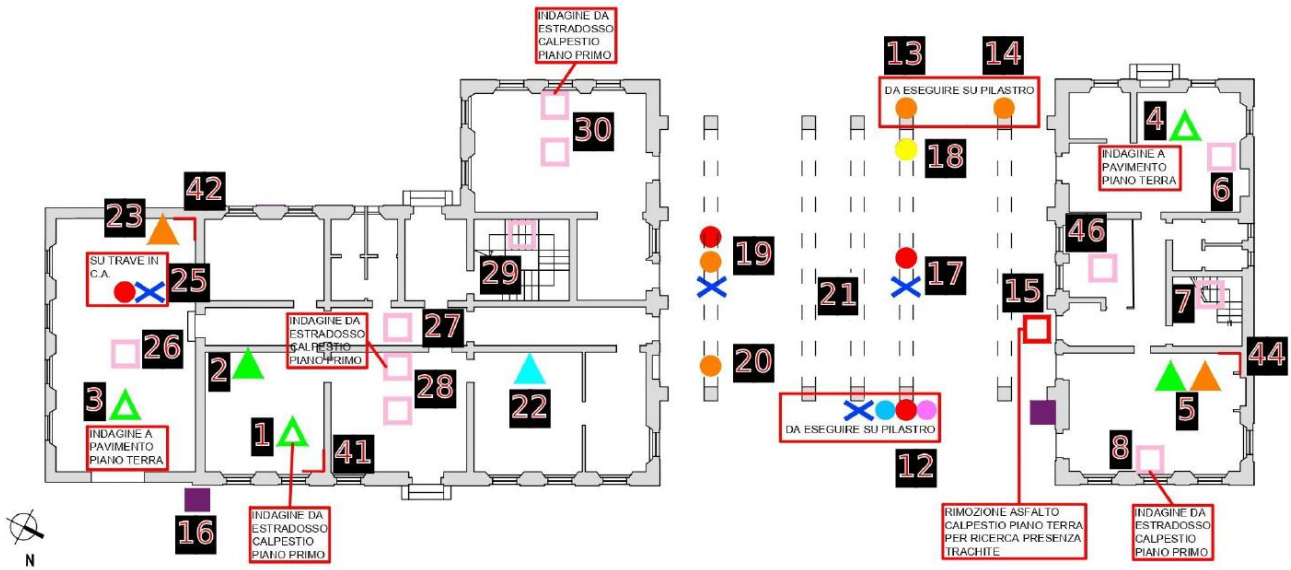
Per tutte le risultanze complete della campagna di **indagini strutturali** si rimanda all'elaborato dedicato.

7.1 TIPOLOGIA E UBICAZIONE PROVE

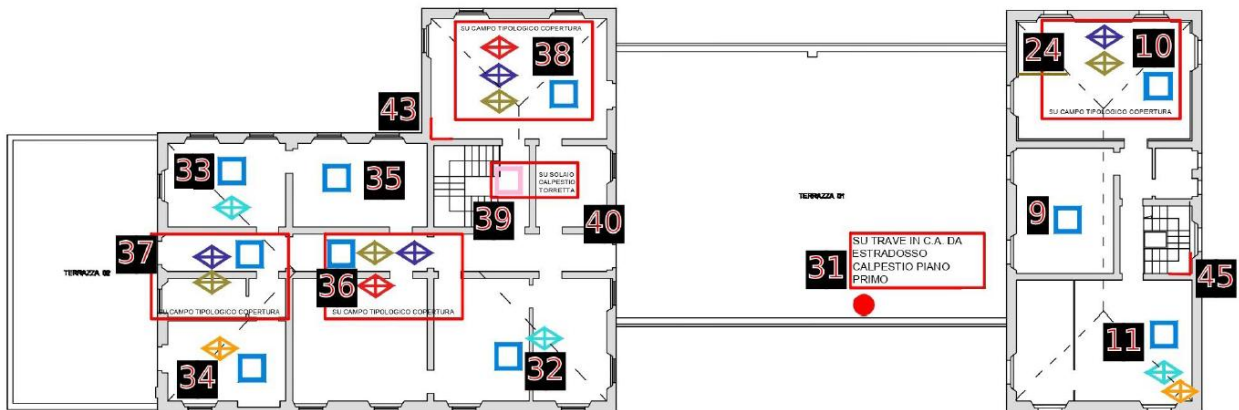
La campagna di indagini diagnostiche comprende:

- N° 2 scavi in fondazione;
- N° 5 indagini endoscopiche;
- N° 1 prelievo campione di cls da pilastro e analisi di laboratorio;
- N° 1 prelievo di ferro di armatura solaio e analisi di laboratorio;
- N° 5 Indagini pacometriche;
- N° 4 Indagini SONREB;
- N° 5 Scarifiche per rilievo armatura elementi in c.a.;
- N° 4 Prove con microdurometro;
- N° 3 Prove resistografiche;
- N° 3 Rilievi geometrici solaio di copertura;
- N° 5 Prove di impronta su elementi lignei;
- N° 2 Prove di infissione su elementi lignei;
- N° 1 Indagine con martinetto piatto singolo e doppio;
- N° 2 Indagini PNT-G;
- N° 3 Rilievo macro-stratigrafia tramite rimozione intonaco;
- N° 11 Rimozioni di controsoffitto;
- N° 11 Saggi completi solaio;
- N° 5 Verifiche ammorsamento muratura.

Si riportano di seguito le planimetrie delle ubicazioni delle indagini:



PIANO TERRA



PIANO PRIMO

Ubicazioni indagini strutturali

7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA STRUTTURALE

Si riportano di seguito alcuni estratti delle risultanze delle indagini strutturali.

7.2.1 Elementi in calcestruzzo


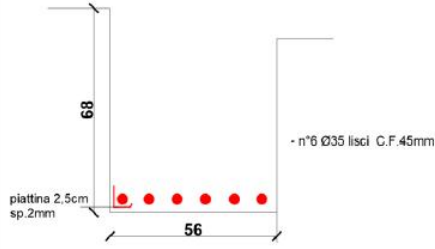
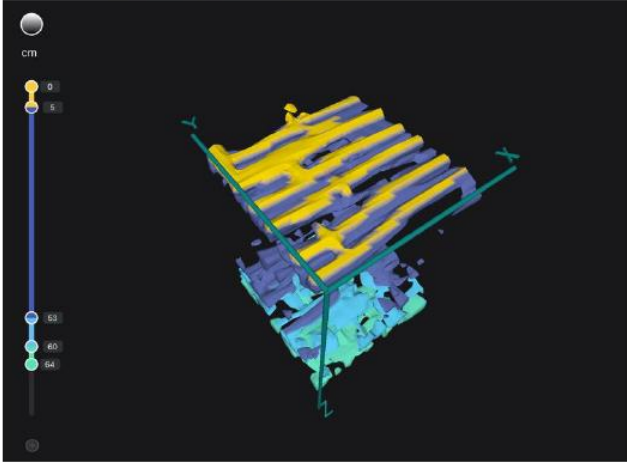
7.2.1.1 Prelievo campione di calcestruzzo

Si riporta un estratto delle indagini.

INDAGINE 12 <i>Prelievo campione di calcestruzzo pilastro</i>	
	<p>Prelevato campione di cls da pilastro del porticato</p> <p>Intonaco superficiale di 1,5 cm</p> <p>Carbonatazione variabile tra 4,5 e 6,5 cm</p> <p>Analisi di laboratorio par. 5.6</p>

7.2.1.2 Indagini pacometriche

Si riporta un estratto delle indagini.

INDAGINE 17 <i>Indagine pacometrica trave portico mezzeria</i>	
	
	

7.2.1.3 Indagini SonReb

Si riporta un estratto delle indagini.

N° indagine	Elemento strutturale	Indice sclerometrico	Velocità media di propagazione	Stima della resistenza cubica a compressione					
				Is	V _u	RILEM NDT4	Di Leo e Pascale	Del Monte et al.	Gasparik
					m/s	MPa	MPa	MPa	MPa
IND 13	Pilastro	40	4004	31,3	38,5	34,5	36,9		
IND 14	Pilastro	39	3663	24,0	30,2	28,8	30,3		
IND 19	Trave	36	4507	36,5	45,8	37,2	40,0		
IND 20	Trave	36	4534	37,1	46,5	37,6	40,5		

7.2.1.4 Scarifiche per rilievo barre d'armatura

Si riporta un estratto delle indagini.

<p>INDAGINE 7 <i>Scarifica rampa scale</i></p> <p>Eseguita scarifica su rampa scale, a seguito di indagini pacometriche. Rilevati 9 ferri longitudinali Ø10mm CF 20mm e due ferri Ø8mm in senso trasversale, al di sotto di ogni marmo di calpestio.</p>


7.2.1.5 Prelievo barra d'armatura

Si riporta un estratto delle indagini.

INDAGINE 31

Prelievo campione di armatura solaio



Prelevato campione di ferro di armatura del solaio.

Ø6mm liscio copriferro 5cm circa.

Analisi di laboratorio par. 5.6

7.2.2 Acciaio d'armatura

7.2.2.1 Indagini con microdurometro

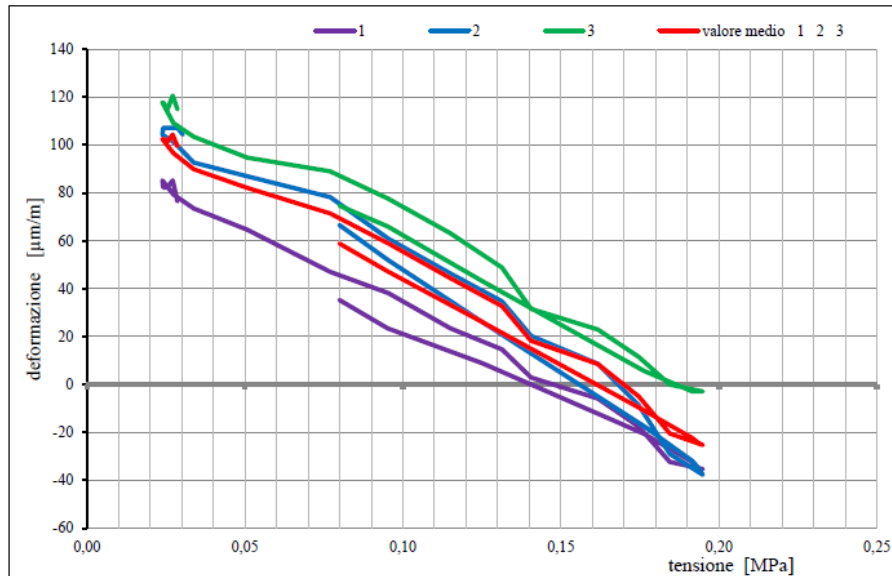
Si riporta un estratto delle indagini.

Posizione area di prova	Durezza										Media HB	R _m Resistenza a trazione media MPa
	HB											
IND 12	85	85	87	88	87	97	91	94	90	86	89	298
IND 17	112	126	120	119	120	119	116	119	119	126	119,6	402
IND 19	130	118	120	124	120	130	130	132	130	123	125,7	423
IND 25	116	123	112	121	121	119	125	122	119	121	119,9	403

7.2.3 Elementi in muratura

7.2.3.1 Martinetto piatto singolo e doppio

Si riporta un estratto delle indagini.

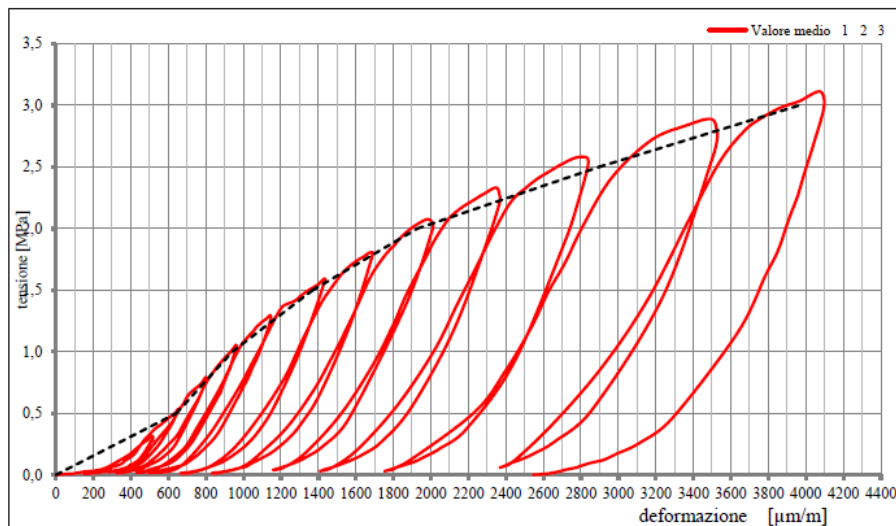
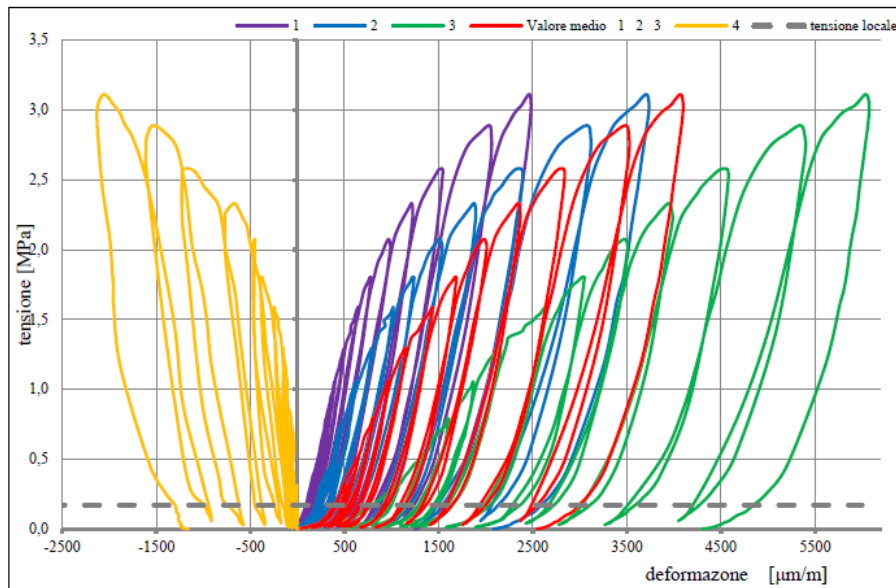


Parametri e caratteristiche dimensionali

Area martinetto piatto	761 cm ²
Area taglio	833 cm ²
Coefficiente K_a	0,91
Coefficiente K_m	0,94
Base di misura dei sensori	340 mm

Stato di sforzo nella muratura

Posizione dei sensori	Tensione nella muratura	
	Valore MPa	Valore medio MPa
1	0,15	
2	0,17	0,17
3	0,18	



Modulo elastico tangente			
Incremento di tensione		Modulo elastico tangente	
Δf_m		E_t	
MPa		MPa	
0,0	-	0,5	778
0,5	-	1,0	1673
1,0	-	1,5	1167
1,5	-	2,0	896
2,0	-	2,5	516
2,5	-	3,0	468

7.2.3.2 Penetrometro su malta

Si riporta un estratto delle indagini.

Misure	N° INDAGINE	
	5	23
1	370	296
2	430	459
3	958	357
4	724	318
5	646	208
6	410	279
7	424	147
8	618	127
9	550	358
10	412	191
11	382	253
12	402	246
13	844	96
14	741	324
15	653	564
Media	571	282
Validità	A.	A.
Media**	554	286
R_c [Mpa]	4,27	2,29

7.2.3.3 Endoscopie sulla muratura


Si riporta un estratto delle indagini.

<p>INDAGINE 2 <i>Endoscopia su muratura</i></p>	
<p>Rilevata muratura in mattoni pieni con 1,5cm di malta per lato. Rilevato un corso di mattoni e un corso di mattoni dritti.</p>	

7.2.4 Verifiche ammorsamento murature

Si riporta un estratto delle indagini.

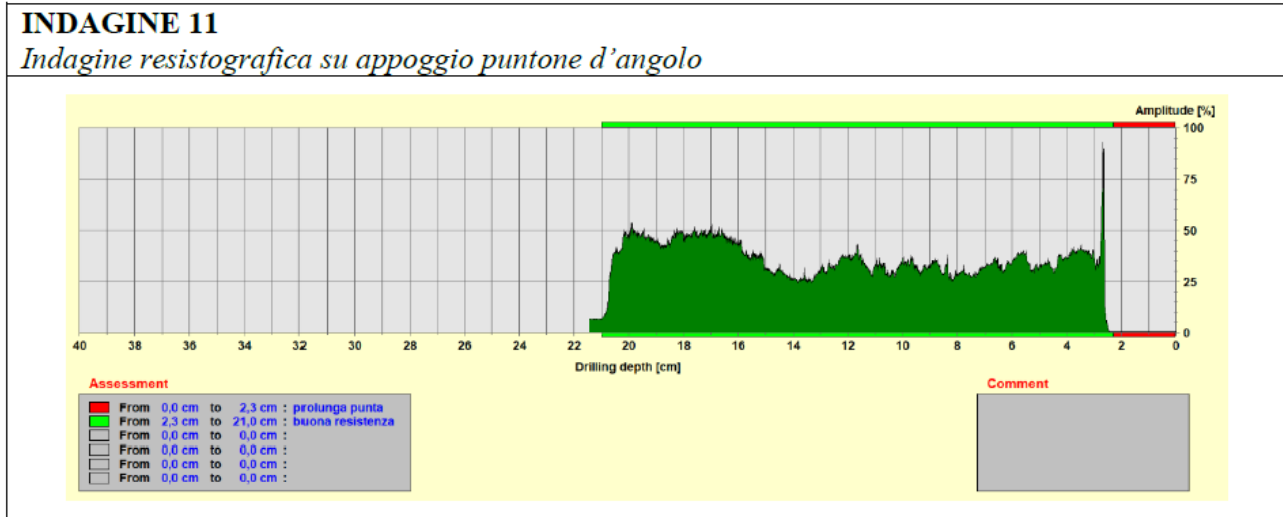
<p>INDAGINE 43 <i>Verifica ammorsamento muratura</i></p>
<p>Rilevata muratura ammorsata con presenza di diatoni. Spessore malta 15 – 20 mm</p>


<p>INDAGINE 45 <i>Verifica ammorsamento muratura</i></p>
<p>Muratura non ammorsata con presenza di diatoni. Spessore malta 15 – 20 mm</p>


7.2.5 Elementi lignei

7.2.5.1 Prove resistografiche

Si riporta un estratto delle indagini.



7.2.5.2 Prove di impronta su elementi lignei

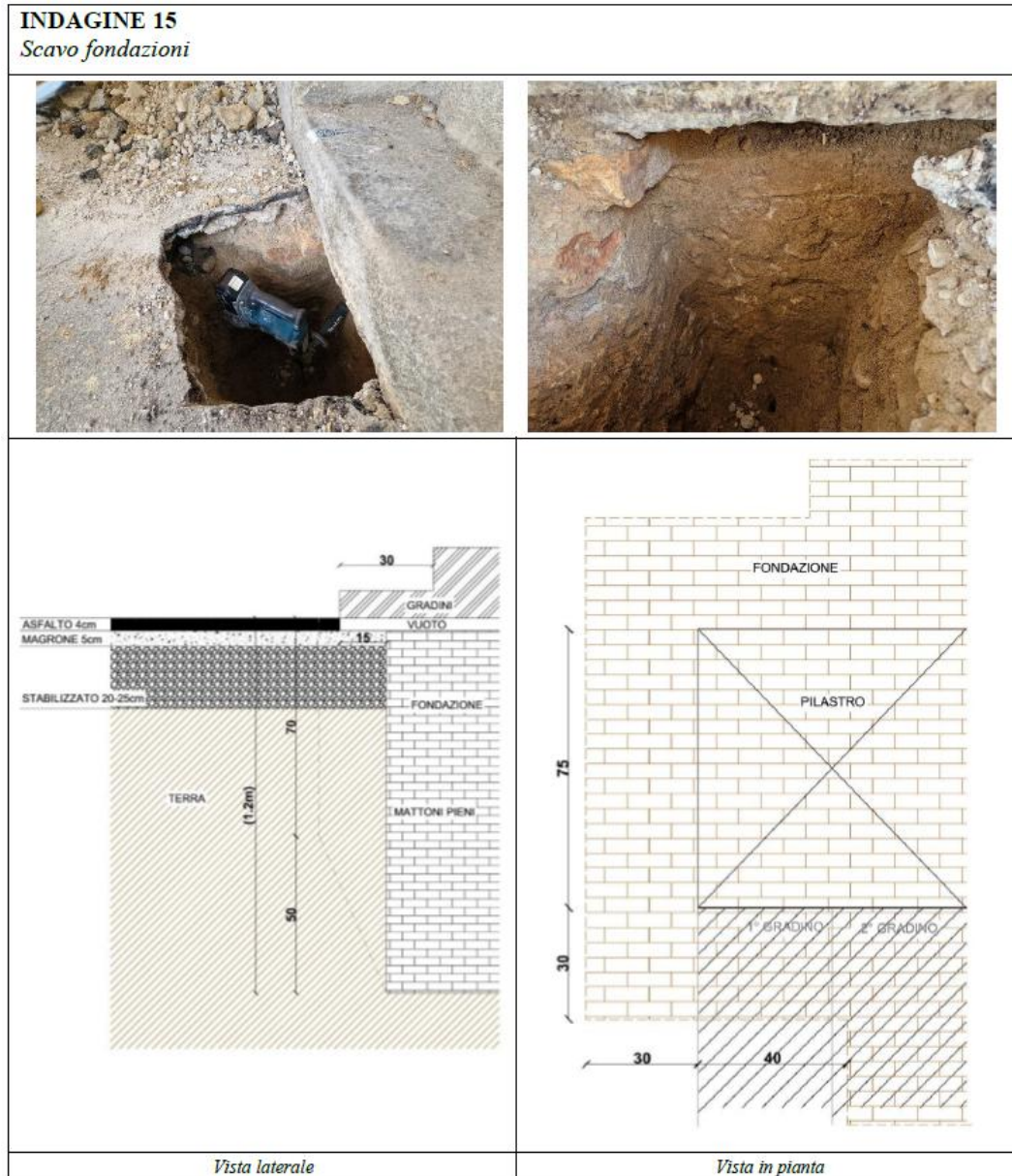
Si riporta un estratto delle indagini.

Punto d'indagine	Elemento strutturale	Pressione	Pressione	Pressione	Pressione	Forza di penetrazione	Area di spinta del martinetto	Coefficiente di difettosità	Modulo elastico	Tensione di rottura	Tensione tangenziale di rottura	Stima della Classe
		1 ^a prova	2 ^a prova	3 ^a prova	media					σ_r	τ_r	
		bar	bar	bar	p bar	F N	S cm ²	K	E MPa	σ_r MPa	τ_r MPa	
IND 11	Puntone d'angolo	40	40	37	39	2784	7,14	60	11080	26	6	C24
IND 24'	Puntone	30	40	35	35	2499	7,14	60	10498	25	6	C24
IND 24"	Catena	40	40	37	39	2784	7,14	60	11080	26	6	C24
IND 32	Puntone	25	25	25	25	1785	7,14	60	8872	24	5	C24
IND 33	Puntone	25	25	25	25	1785	7,14	60	8872	24	5	C24

7.2.6 Rilievo fondazioni

7.2.6.1 Scavo fondazionale

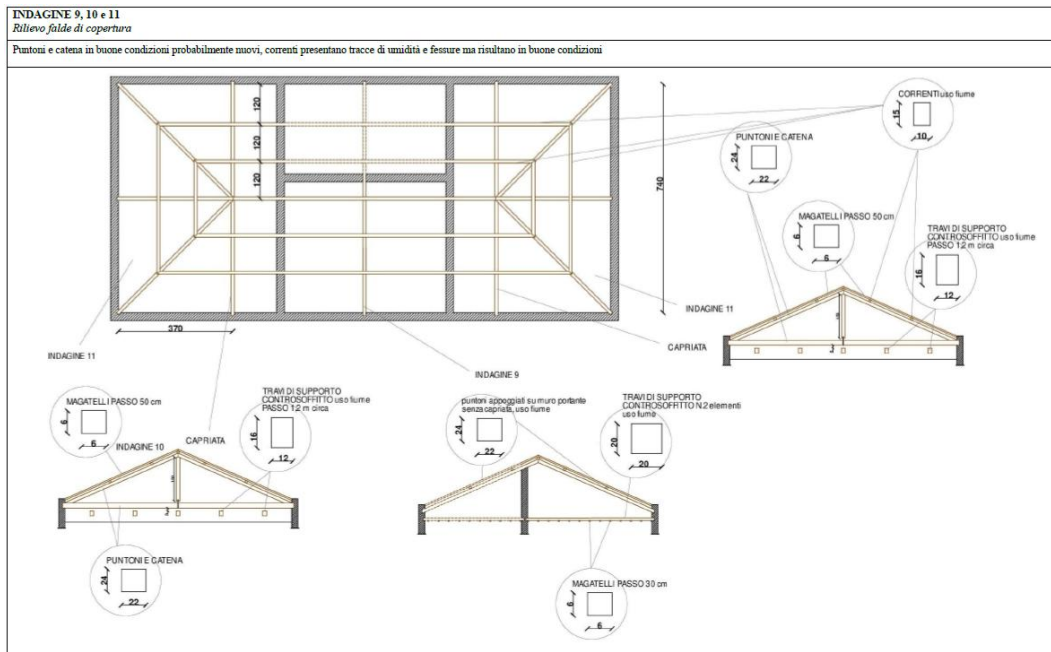
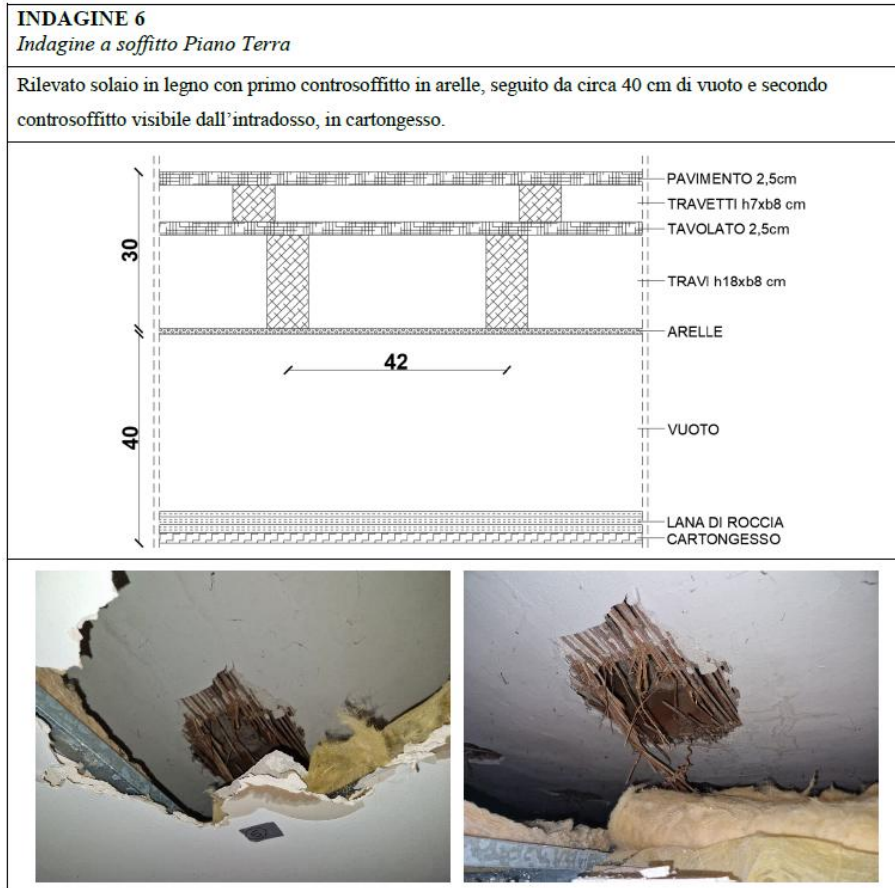
Si riporta un estratto delle indagini.



7.2.7 Orizzontamenti

7.2.7.1 Rilievo geometrico solaio

Si riporta un estratto delle indagini.



8 ELABORAZIONI PROVE SUI MATERIALI

8.1 ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

Si riportano le elaborazioni delle risultanze delle indagini.

CAROTE

Calcestruzzo	
Nome indagine	Resistenza da prova a compressione
<i>IND 12</i>	15.10 [MPa]
<i>Media</i>	15.10 [MPa]

SONREB

Calcestruzzo	
Nome indagine	Stima resistenza da indagine sonreb
<i>IND 13</i>	35.30 [MPa]
<i>IND 14</i>	28.33 [MPa]
<i>IND 19</i>	39.88 [MPa]
<i>IND 20</i>	40.43 [MPa]
<i>Media</i>	35.98 [MPa]

Si riporta il valore medio.

Calcestruzzo	
<i>Rck,m</i>	27.03 [MPa]

8.2 ACCIAIO D'ARMATURA

Si riportano le elaborazioni delle risultanze delle indagini.

DUROMETRI

Acciaio da armatura	
Nome indagine	Stima tensione di rottura da durometro
IND 12	298.0 [MPa]
IND 17	402.0 [MPa]
IND 19	423.0 [MPa]
IND 25	403.0 [MPa]

Media	381.5 [MPa]
Deviazione standard	56.5 [MPa]
Mediana	402.5 [MPa]
Minimo	298.0 [MPa]
Massimo	423.0 [MPa]

TRAZIONE

Acciaio da armatura		
Nome indagine	Tensione di snervamento da prova a trazione	Tensione di rottura da prova a trazione
IND 31	392.0 [MPa]	428.0 [MPa]

Media	392.0 [MPa]	428.0 [MPa]
-------	-------------	-------------

Data la vetustà dell'edificio, si è fatto riferimento ai valori riportati in Tabella 1 del documento "LE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI IMPIEGATI NELLE STRUTTURE IN C.A. REALIZZATE DAL 1950 AL 1980" di Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito, Filippo Carlo Sansiviero, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, che vengono di seguito riportate.

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	/	FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

8.3 ELEMENTI IN MURATURA

Si riportano le elaborazioni delle risultanze delle indagini.

Coefficiente di Poisson				
Tensione	Deformazione longitudinale Valore medio	Deformazione trasversale	Coefficiente di Poisson	Coefficiente di Poisson Valore medio
f_m	ϵ_v	ϵ_h	ν	ν
MPa	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$		
0,51	642,4	-59,0	-0,09	-0,25
1,02	941,2	-111,8	-0,12	
1,52	1369,7	-214,3	-0,16	
2,04	1928,0	-456,5	-0,24	
2,72	3175,0	-1276,4	-0,40	
3,03	3965,8	-1950,3	-0,49	

Estratto valori martinetto piatto doppio

Si è in presenza di giunti spessi (dimensione > 13 mm).

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	
Giunti di malta con spessore > 13 mm ?	SI
Coefficiente riduttivo della resistenza	0.7
Coefficiente riduttivo del modulo elastico	0.8

Si riportano i valori dei moduli elastici tangenti riscontrati con martinetto piatto doppio.

Modulo elastico tangente				
Incremento di tensione			Modulo elastico tangente	
Δf_m			E_t	
MPa			MPa	
0,0	-	0,5	778	
0,5	-	1,0	1673	
1,0	-	1,5	1167	
1,5	-	2,0	896	
2,0	-	2,5	516	
2,5	-	3,0	468	

Cautelativamente, si assume un modulo elastico medio pari al valore minimo tabellare ridotto con i coefficienti riduttivi di cui sopra: si assume quindi $E_{medio} = 960$ MPa.

MARTINETTI PIATTI DOPPI

Muratura in mattoni pieni e malta di calce				
Prove con martinetti piatti	Resistenza a compressione	Modulo Elastico [E]	Tensione a taglio [t_0]	Tensione a taglio [f_{vo}]
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
IND 22	1.82	960.00	0.04	0.09

numero prove	1	1	1	1
min valore da tabella	1.82	960.00	0.035	0.091
max valore da tabella	3.01	1'440.00	0.091	0.189
μ'	2.42	1'200.00	0.06	0.14
σ'	0.60	240.00	0.03	0.05
media X	1.82	960.00	0.04	0.09
k	3.00	1.50	3.00	3.00

μ''	2.27	1'104.00	0.06	0.13
---------	------	----------	------	------

Si riportano di seguito i valori di resistenza media della malta così come riscontrato in situ.

PENETROMETRO MALTA

Malta	
<i>Nome indagine</i>	<i>Stima resistenza a compressione</i>
<i>IND 5</i>	4.27 [MPa]
<i>IND 23</i>	2.29 [MPa]
<i>Media</i>	3.28 [MPa]

9 RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzate nel modello di calcolo per le analisi e le verifiche.

9.1 MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE

		COEFF.	
Stato di fatto	Malta scadente	NO	
	Coefficiente riduttivo della resistenza	$\gamma_{f,ms}$	1.0
	Coefficiente riduttivo del modulo elastico	$\gamma_{E,ms}$	1.0
	Malta buona	SI	1.52
	Ricorsi o listature	NO	1.0
	Connessione trasversale	SI	1.3
	Coefficiente migliorativo adottato per la resistenza	$\gamma_{f,sdf}$	1.97
	Coefficiente migliorativo adottato per il modulo elastico	$\gamma_{E,sdf}$	1.52

Muratura in mattoni pieni e malta di calce - Ex Macello - LC3

Descrizione	muratura esistente		
Resistenza media a compressione	f_m	2.27 [MPa]	
Resistenza media a taglio	f_{v0}	0.13 [MPa]	
Valore medio del modulo di elasticità normale	E	1'104.00 [MPa]	
Peso specifico medio	ρ_m	18.00 [kN/m ³]	
Coefficiente correttivo per la resistenza per malta scadente	$\gamma_{f,ms}$	1.00 [-]	
Coefficiente correttivo per il modulo elastico per malta scadente	$\gamma_{E,ms}$	1.00 [-]	
Coefficiente correttivo per la resistenza allo stato di fatto	$\gamma_{f,sdf}$	1.97 [-]	
Coefficiente correttivo per il modulo elastico allo stato di fatto	$\gamma_{E,sdf}$	1.52 [-]	
Coefficiente di sicurezza parziale per la muratura per analisi statiche	$\gamma_{c statiche}$	3.00 [-]	
Coefficiente di sicurezza parziale per la muratura per analisi sismiche	$\gamma_{c sismiche}$	2.00 [-]	
Fattore di confidenza	FC	1.00 [-]	
Resistenza di progetto a compressione della muratura per analisi statiche	f_{md}	1.49 [MPa]	$f_{md} = f_m * \gamma_f / (FC * \gamma_{c statiche})$
Resistenza di progetto a compressione della muratura per analisi sismiche	f_{md}	2.23 [MPa]	$f_{md} = f_m * \gamma_f / (FC * \gamma_{c sismiche})$
Valore di progetto della resistenza a taglio per analisi sismiche	f_{v0d}	0.13 [MPa]	$f_{v0d} = f_{v0} * \gamma_f / (FC * \gamma_{c sismiche})$
Valore di progetto del modulo di elasticità normale per analisi sismiche	E_d	1'673.11 [MPa]	$E_d = E * \gamma_E$

9.2 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo - Ex Macello - LC3

Descrizione	calcestruzzo strutture esistenti		
Resistenza media cubica	$R_{c,m}$	27.03	[MPa]
Resistenza media cilindrica	$f_{c,m}$	22.44	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.50	[-]
Fattore di confidenza	FC	1.00	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.39	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	28'035.63	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo fessurato	$E_{cm\ 1/2}$	14'017.81	[MPa]
Deformazione elastica massima del calcestruzzo	ϵ_{c2}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di progetto del calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi fragili)	f_{cd}	12.71	[MPa]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi duttili)	f_{cd}	19.07	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.59	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	13.46	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	10.10	[MPa]

9.3 ACCIAIO D'ARMATURA

Acciaio da armatura - Ex Macello - LC3

Descrizione	acciaio armatura strutture esistenti		
Resistenza media a snervamento dell'acciaio	f_{ym}	230.00	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Fattore di confidenza	FC	1.00	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210'000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.0009524	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.010	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi fragili)	f_{yd}	200.00	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi duttili)	f_{yd}	230.00	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni SLE	σ_s	184.00	[MPa]

9.4 LEGNO

Legno massiccio - Classe C24 - Ex Macello - LC3

Descrizione	legno massiccio strutture esistenti		
Tipo di legno	Legno massiccio		
Classe di resistenza	C24		
Classe di servizio	2		
Durata del carico	Media durata		
Kmod	K_{mod}	0.80	[-]
Kdef	K_{def}	0.80	[-]
Kcr	K_{cr}	0.50	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_m	1.50	[-]
Fattore di confidenza	FC	1.00	[-]
Flessione	$f_{m,k}$	24.00	[MPa]
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14.50	[MPa]
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.40	[MPa]
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21.00	[MPa]
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.50	[MPa]
Taglio	$f_{v,k}$	4.00	[MPa]
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11.00	[GPa]
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	7.40	[GPa]
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.37	[GPa]
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0.69	[GPa]
Massa volumica caratteristica	ρ_k	350.00	[kg/m ³]
Massa volumica media	ρ_m	420.00	[kg/m ³]
Flessione	$f_{m,d}$	12.80	[MPa] $f_{m,d} = f_{m,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,d}$	7.73	[MPa] $f_{t,0,d} = f_{t,0,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,d}$	0.21	[MPa] $f_{t,90,d} = f_{t,90,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,d}$	11.20	[MPa] $f_{c,0,d} = f_{c,0,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,d}$	1.33	[MPa] $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Taglio	$f_{v,d}$	2.13	[MPa] $f_{v,d} = f_{v,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$

10 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

È stata messa a disposizione dalla S.A. una campagna di indagini e prove geologiche e geotecniche datata 10 ottobre 2018, della quale si riporta di seguito un estratto.

Per tutte le risultanze complete della campagna di **indagini geognostiche** si rimanda all'elaborato dedicato.

Sono state eseguite le seguenti indagini:

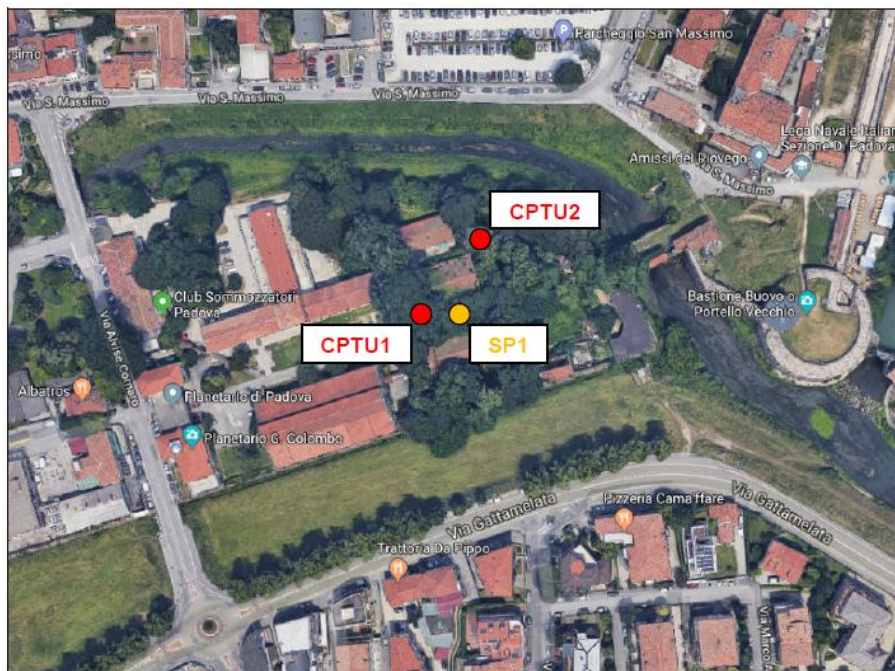
Le indagini geognostiche in sito, che si sono svolte con le seguenti modalità:

- esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) spinte fino alla profondità di -15,00 m da p.c.; è stato utilizzato un Penetrometro Statico PAGANI modello TG63-200 cingolato;
- rilievo della falda freatica;
- esecuzione di n. 1 indagine sismica a stazione singola con tomografo digitale (SP1);

Al fine di definire nel dettaglio la classe sismica viene presa in considerazione una indagine sismica con metodologia MASW – ReMi, eseguita per il comune di Padova nella golena San Massimo, nelle immediate vicinanze del sito indagato.

Indagini effettuate

Si riporta di seguito l'ubicazione delle indagini:



Ubicazione indagini

10.1 RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA – MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Si riportano di seguito le ricostruzioni stratigrafiche sulla base delle risultanze delle indagini.

CPTU1

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Prescavo	-	-
0,60 – 2,00	Argilla e limo	-	0,8
2,00 – 4,50	Sabbia moderatamente addensata	31	-
4,50 – 5,90	Sabbia addensata	32 – 33	-
5,90 – 6,60	Sabbia limosa	31	-
6,60 – 10,90	Sabbia addensata	32-33	-
10,90 – 13,00	Argilla	-	0,5 – 0,6
13,00 – 15,00	Sabbia addensata	35	-

CPTU2

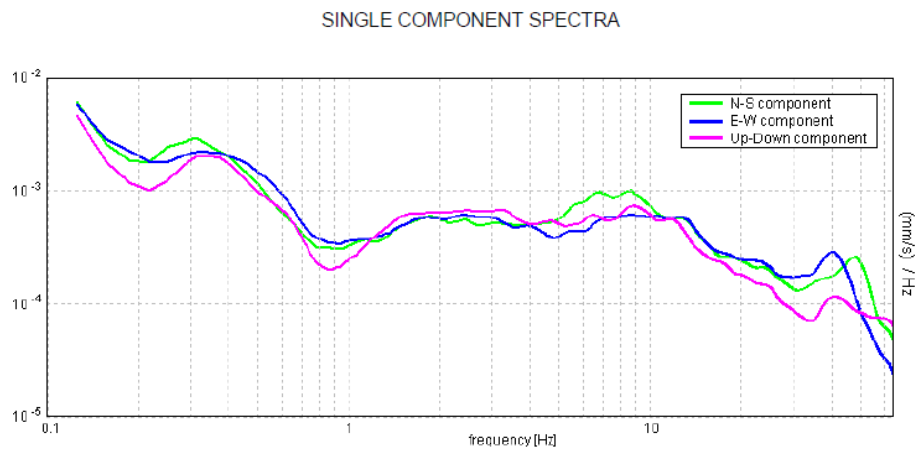
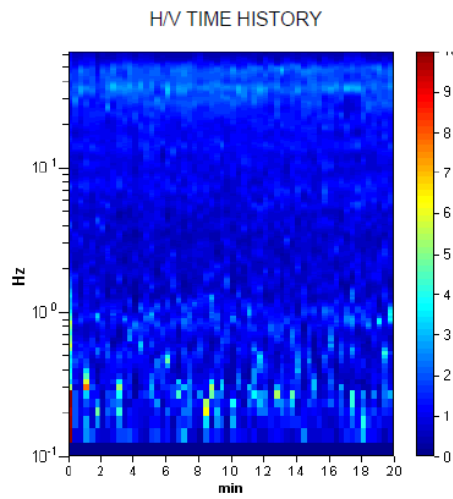
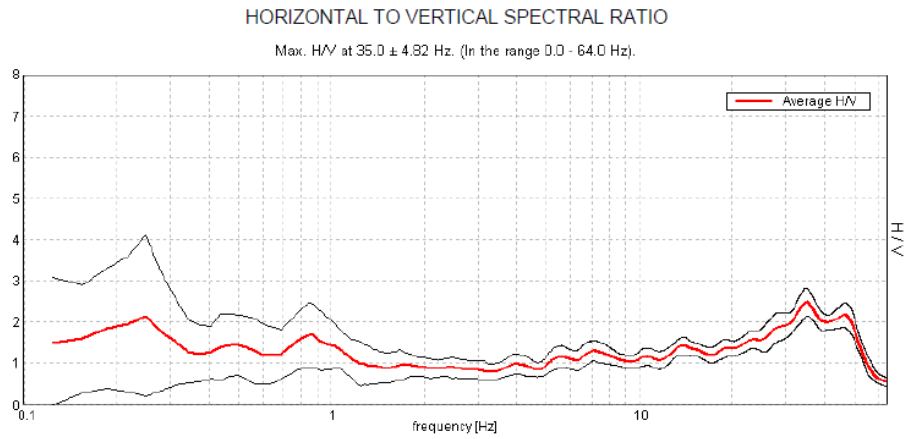
Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,50	Prescavo	-	-
0,50 – 2,10	Argilla	-	0,5
2,10 – 3,70	Sabbia limosa	27 – 28	-
3,70 – 5,50	Argilla e limo	-	0,7
5,50 – 8,50	Sabbia addensata	35	-
8,50 – 11,20	Sabbia moderatamente addensata	32	-
11,20 – 13,60	Argilla	-	0,5 – 0,6
13,60 – 15,00	Sabbia addensata	35	-

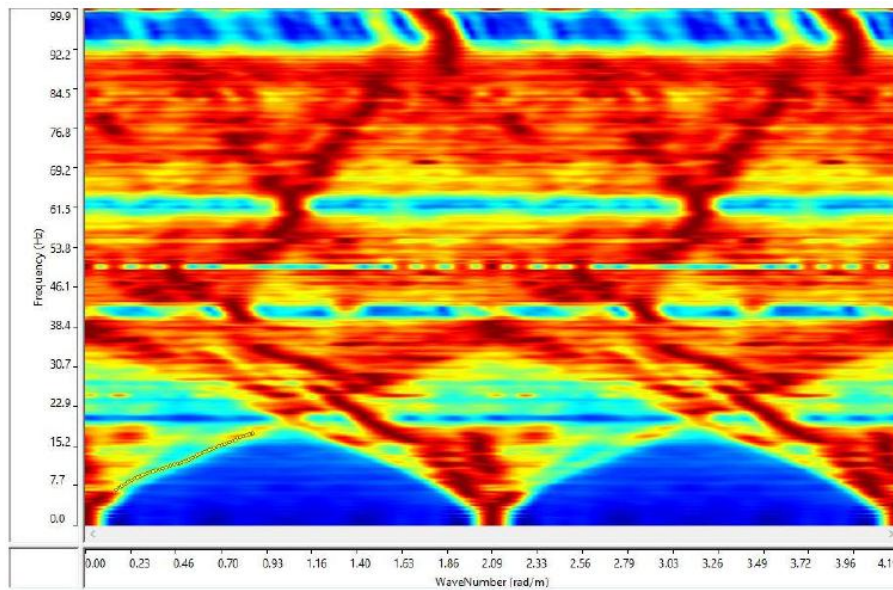
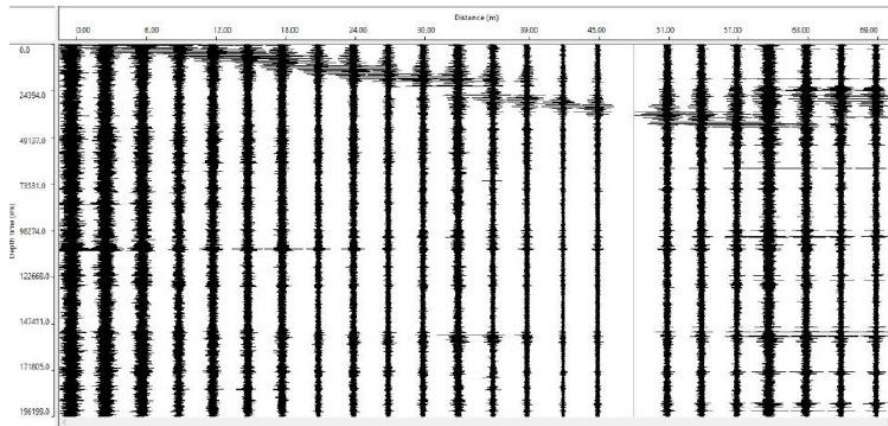
10.2 PROFONDITÀ FALDA

Al termine delle prove penetrometriche è stata rilevata l'acqua nel foro di indagine mediante una sonda freaticometrica; la falda è stata intercettata ad una profondità di circa 3.00 m dal piano campagna locale.

10.3 INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW E REMI

Si riporta di seguito l'elaborazione dei risultati.





10.4 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella Categoria di Sottosuolo denominata C così definita:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

10.5 CATEGORIA TOPOGRAFICHE

Allo scopo di individuare le condizioni topografiche della superficie del sito e valutare i corrispondenti coefficienti amplificativi topografici, ST della risposta sismica finale la Normativa mette a disposizione la seguente classificazione nella quale viene evidenziata la categoria del sito in esame.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

11 ANALISI DEI CARICHI

Si presentano di seguito i carichi inseriti nel modello strutturale, ed utilizzati per le verifiche statiche degli elementi.

Vengono di seguito computati i pesi propri strutturali ed i pesi portati per ogni tipologia di orizzontamento del corpo in oggetto. I dati considerati sono stati ricavati dalle indagini in sito.

I carichi accidentali Q sono ricavati da tabella in Tab. 3.1.II del D.M. 17/01/2018.

11.1 PESO PROPRIO G_1

Per il computo dei pesi si è fatto riferimento ai seguenti valori:

- calcestruzzo ordinario 24.0 kN/m³
- calcestruzzo armato 25.0 kN/m³
- acciaio da carpenteria 78.5 kN/m³
- legno 5.0 kN/m³
- muratura in mattoni pieni 18.0 kN/m³

Per le analisi dei carichi si rimanda al paragrafo relativo alle verifiche statiche degli orizzontamenti.

11.2 PESO PERMANENTE PORTATO G_2

Per il computo dei pesi si è fatto riferimento ai seguenti valori:

- Calcestruzzo ordinario 24.0 kN/m³
- Calcestruzzo armato 25.0 kN/m³
- Acciaio da carpenteria 78.5 kN/m³
- Legno 5.0 kN/m³
- Massetto 22.0 kN/m³
- Piastrelle in cotto 22.0 kN/m³
- Laterizio 15.0 kN/m³
- Tavelle 18.0 kN/m³
- Pignatte 15.0 kN/m³
- Marmo 27.0 kN/m³
- Tavelloni 10.0 kN/m³
- Argilla espansa 4.5 kN/m³
- Intonaco 22.0 kN/m³

Per le analisi dei carichi si rimanda al paragrafo relativo alle verifiche statiche degli orizzontamenti.

11.3 CARICO ACCIDENTALE Q_k

I carichi accidentali sono i carichi q_k riportati in tabella 3.1.II al capitolo 3.1.4 delle NTC2018, in funzione della destinazione d'uso.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
 ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I carichi accidentali da folla assunti nelle verifiche sono quelli relativi alle seguenti categorie:

Carico accidentale di progetto	q_k [kN/m ²]
Variabile cat. C1	3.00
Variabile cat. H	0.50

Per le analisi dei carichi si rimanda al paragrafo relativo alle verifiche statiche degli orizzontamenti.

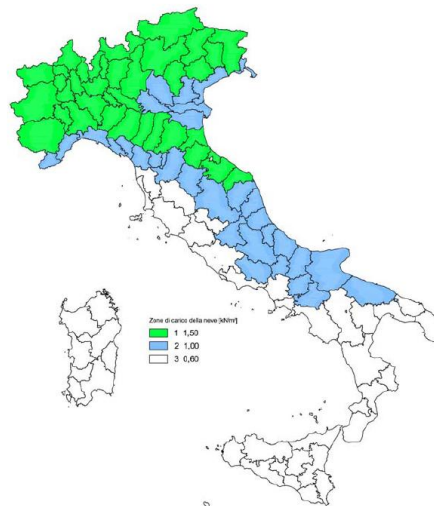
11.4 NEVE

Il carico da neve è ricavato dal § 3.4 del D.M. 17/01/2018.

Neve		
Carico da neve	0.80	kN/mq

Il carico dovuto alla neve viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

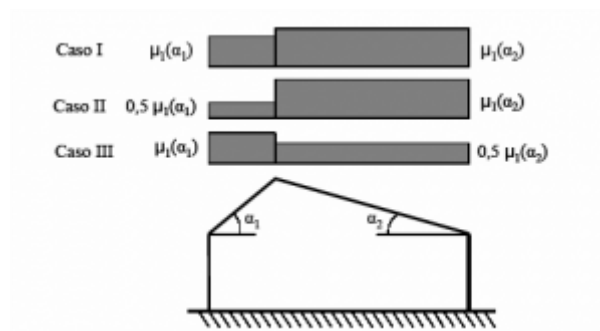


Zone di carico della neve

Si riportano di seguito i coefficienti per il calcolo del carico da neve:

- Zona II Padova (PD)
- $a_s = 7 \text{ m}$ (<200) (altitudine di riferimento)
- $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$ (valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo)
- $C_E = 1$ (coefficiente di esposizione)
- $C_t = 1$ (coefficiente termico)

Si considerano le tre combinazioni di carico alternative come previsto da §3.4.3.3.



Le falde presentano pendenza inferiore a 30°, per tutte le porzioni analizzate. Si determinano quindi i coefficienti di forma per le combinazioni di carico previste da normativa.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

- $\mu_i = 0.8$ (coefficiente di forma)
- $0.5\mu_i = 0.4$

A favore di sicurezza si considera la condizione più gravosa:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = \mathbf{0.80 \text{ kN/m}^2}$$

11.5 VENTO

Sebbene l'azione del vento non dia contributo ai fini delle verifiche sismiche, questa sollecitazione contribuisce alle sollecitazioni statiche.

Si procede con il calcolo della velocità base di riferimento v_b , che risulta essere il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno TR pari a 50 anni. La velocità base di riferimento risulta essere pari a:

- $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ da tab.3.3.I

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Parametri base in funzione della zona

La pressione cinetica di riferimento q_r , che è data dalla seguente relazione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = \mathbf{0.391 \text{ kN/m}^2}$$

Il coefficiente di esposizione c_e , dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Poiché l'altezza sul suolo non è maggiore di 200 m, è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min} \quad [3.3.7]$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove

k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Definizione del coefficiente di esposizione

Il coefficiente di topografia c_t è assunto pari a:

- $c_t = 1$

Il terreno appartiene alla classe di rugosità **B**.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Il coefficiente di esposizione c_e vale:

- $c_e = 1.63$ (fino a quota 8 m)
- $c_e = 1.78$ (fino a quota 10 m) → si assume tale valore ovunque in favore di sicurezza

Il coefficiente di pressione c_p è assunto pari a:

- $c_p = 1.00$ (Parete sopravvento)
- $c_p = -0.50$ (Parete sottovento)
- $c_p = 0.40$ (Falda sopravvento)
- $c_p = -0.45$ (Falda sottovento)

Il coefficiente dinamico c_d è assunto pari a:

- $c_d = 1.0$

Il valore del carico vento viene quindi definito come:

- $q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.7 \text{ kN/m}^2$ (Parete sopravvento, in pressione)
- $q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.35 \text{ kN/m}^2$ (Parete sottovento, in depressione)
- $q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.28 \text{ kN/m}^2$ (Falda sopravvento, in pressione)
- $q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.31 \text{ kN/m}^2$ (Falda sottovento, in depressione)

11.6 CARICHI DOVUTI A SISMA (D.M. 2018)

In accordo al D.M. 17.01.2018 le azioni sismiche di progetto, in base alle quali è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinata dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R in relazione alla vita nominale di progetto V_N e alla classe d'uso.

11.6.1 Vita nominale di progetto

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella sottostante.

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

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

Tab. 2.4.I par. 2.4.1. NTC 2018 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Il fabbricato in oggetto rientra nel tipo di costruzioni con livelli di prestazioni ordinari. Tali valori sono impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

11.6.2 Classe d'uso

In riferimento alle conseguenze, a seguito di un evento sismico, di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione viene individuata con la seguente classe d'uso, definita secondo par. 2.4.2. NTC 2018.

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

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

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

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

Al variare della classe d'uso corrisponde un valore del coefficiente d'uso C_U .

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

11.6.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U . Per il fabbricato in oggetto il periodo di riferimento è di seguito così definito:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

11.6.4 Riepilogo parametri sismici

Viene assunto dunque:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso III ($C_U=1.5$)
- Periodo di riferimento azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni

I periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica conseguenti sono pari a:

- | | | | |
|-----------------------------------|-----|-----------|-------------------|
| • Stato Limite di Esercizio (SLE) | SLO | PVR = 81% | $T_R = 45$ anni |
| | SLD | PVR = 63% | $T_R = 75$ anni |
| • Stato Limite Ultimo (SLU) | SLV | PVR = 10% | $T_R = 712$ anni |
| | SLC | PVR = 5% | $T_R = 1462$ anni |

Le coordinate secondo il sistema geodetico WGS84 sono:

- Latitudine 45.4052°
- Longitudine 11.8946°

Vengono indicati con:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito
- S_s coefficiente amplificativo che tiene conto di sottosuolo e topografia
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_c^*(s)$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Si riportano di seguito i parametri da normativa:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0.0352)	Default (2.535)	Default (0.24)
SLD	Default (63)	75	Default (0.0423)	Default (2.533)	Default (0.28)
SLV	Default (10)	712	Default (0.0939)	Default (2.631)	Default (0.346)
SLC	Default (5)	1462	Default (0.1198)	Default (2.62)	Default (0.359)

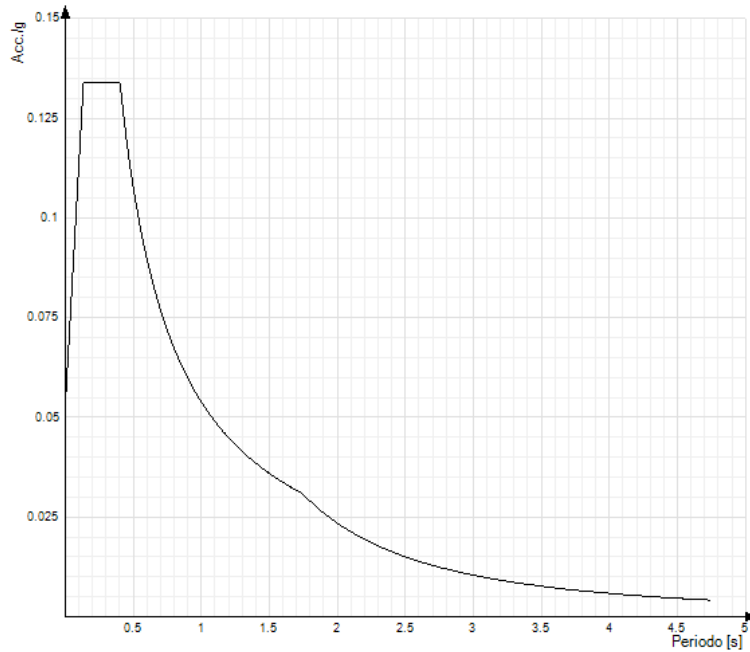
Il suolo è caratterizzabile come di **tipo C**.

Categoria del suolo		C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati	
SLO		SLD	
Ss orizzontale SLO	Default (1.5)	Ss orizzontale SLD	Default (1.5)
Tb orizzontale SLO	s Default (0.134)	Tb orizzontale SLD	s Default (0.149)
Tc orizzontale SLO	s Default (0.403)	Tc orizzontale SLD	s Default (0.447)
Td orizzontale SLO	s Default (1.741)	Td orizzontale SLD	s Default (1.769)
SLV		SLC	
Ss orizzontale SLV	Default (1.5)	Ss orizzontale SLC	Default (1.5)
Tb orizzontale SLV	s Default (0.172)	Tb orizzontale SLC	s Default (0.176)
Tc orizzontale SLV	s Default (0.516)	Tc orizzontale SLC	s Default (0.529)
Td orizzontale SLV	s Default (1.976)	Td orizzontale SLC	s Default (2.079)

Parametri sismici

11.6.5 Spettro di risposta elastico SLO

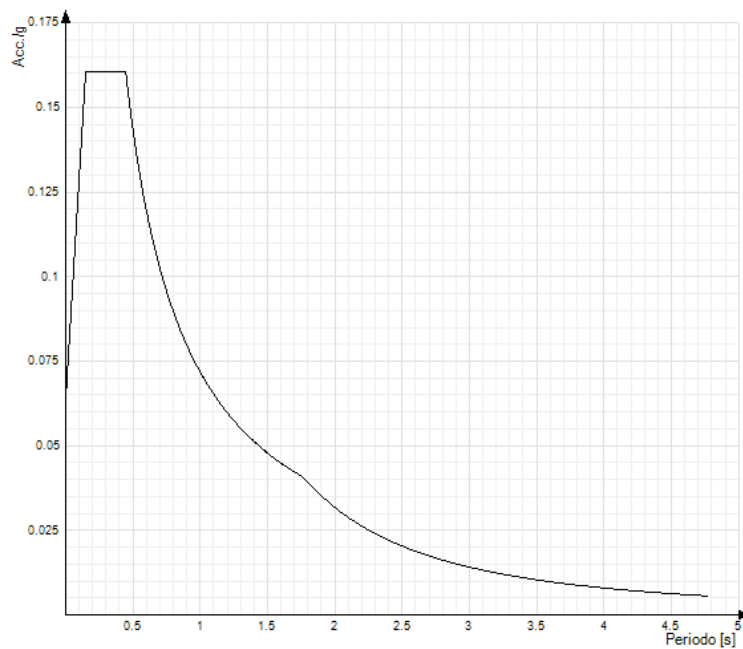
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite di Esercizio in termini di rigidezza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLO [q=1]

11.6.6 Spettro di risposta elastico SLD

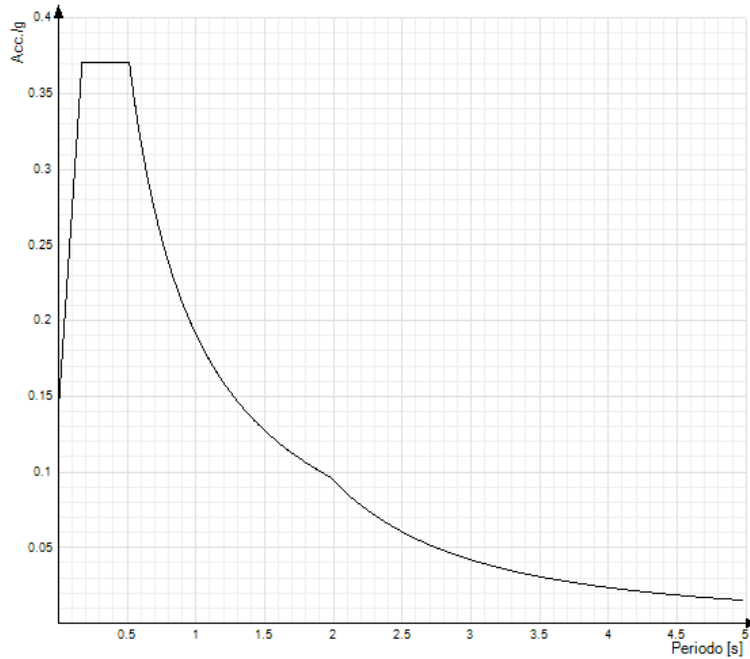
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite di Esercizio in termini di resistenza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLD [q=1]

11.6.7 Spettro di risposta elastico SLV

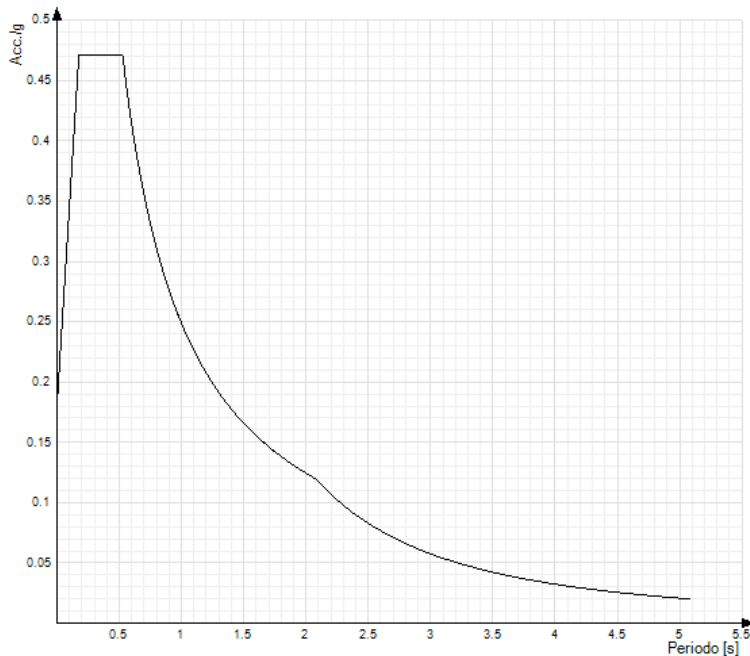
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo in termini di resistenza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLV [q=1]

11.6.8 Spettro di risposta elastico SLC

Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo in termini di resistenza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLC [q=1]

12 COMBINAZIONI DI CARICO

12.1 STATICA

Il calcolo delle sollecitazioni avviene considerando le combinazioni di carico:

- Combinazioni allo stato limite ultimo $F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})]$
- Combinazioni rare: $F_d = G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})$
- Combinazioni frequenti $F_d = G_{1k} + G_{2k} + \gamma_{1l} * Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$
- Combinazioni quasi permanenti: $F_d = G_{1k} + G_{2k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$

Si esplicitano di seguito i valori dei coefficienti γ per i vari stati limite.

Verifica per lo stato limite di equilibrio:

- $\gamma_{G1} = 1,1$ (oppure 0,9) $G_k =$ pesi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1,5$ (oppure 0) $G_k =$ pesi permanenti non strutturali
- $\gamma_{Qi} = 1,5$ (oppure 0) $Q_k =$ pesi accidentali

Verifica per lo stato limite ultimo resistente:

- $\gamma_{G1} = 1,3$ (oppure 0,9) $G_k =$ pesi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1,3$ (oppure 0) $G_k =$ pesi permanenti non strutturali
- $\gamma_{Qi} = 1,5$ (oppure 0) $Q_k =$ pesi accidentali

Verifica per lo stato limite ultimo geotecnico:

- $\gamma_{G1} = 1,0$ $G_k =$ pesi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1,3$ (oppure 0) $G_k =$ pesi permanenti non strutturali
- $\gamma_{Qi} = 1,3$ (oppure 0) $Q_k =$ pesi accidentali

$\psi_{1i}, \psi_{1i}, \psi_{1i}$: coefficienti da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche (secondo tabella Tab. 2.5.I da D.M. 17/01/2018):

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In linea con quanto richiesto al § 8.3 delle NTC2018 e §C 8.3 della Circolare per strutture esistenti sono state condotte le sole verifiche agli SLU.

12.2 SISMICA

Per la valutazione del minimo indice di rischio sismico nello stato di fatto, si sono analizzati i meccanismi locali di collasso, seguendo quanto riportato al § C8.7.1.2.

13 MODELLAZIONE DELLO STATO DI FATTO

I calcoli che riguardano la statica dell'edificio in esame vengono svolti con l'ausilio sia del modello globale che di modelli locali. Con il primo vengono effettuate le verifiche di ogni singolo maschio murario mentre con i secondi vengono eseguite le verifiche relative alla statica delle strutture orizzontali.

I calcoli che riguardano la sismica dell'edificio sono stati eseguiti seguendo il DM 17 gennaio 2018" e le "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008" (DPCM 9 febbraio 2011) come indicato al §C.8.1 della circolare.

Si svolgono i seguenti step di analisi:

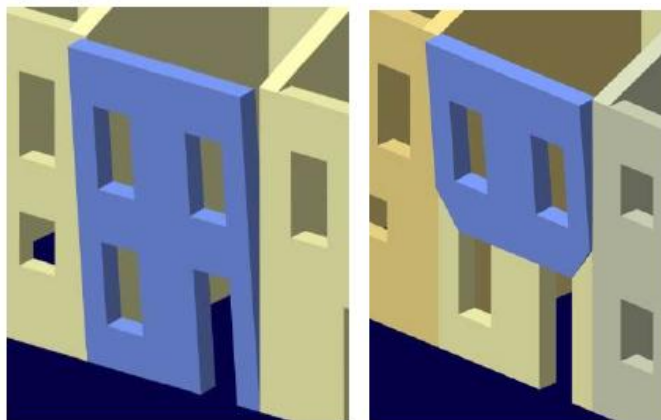
- LV2 – Meccanismi locali di collasso

13.1 ANALISI LV2 - MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

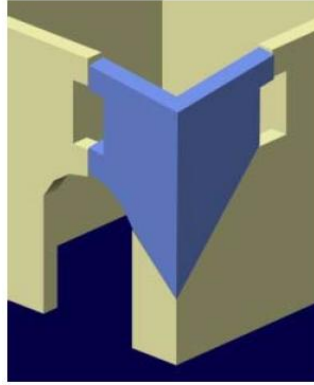
Date le caratteristiche dell'edificio esaminato, risulta necessario valutare la vulnerabilità dello stesso nei confronti dei meccanismi locali di collasso, i quali interessano porzioni della struttura: essi possono essere di vario tipo, ad esempio *ribaltamento semplice di parete*, *ribaltamento del cantonale*, *flessione orizzontale/verticale di parete*.

Secondo quanto riportato al §C8.7.1.2, l'attivazione degli stessi avviene prevalentemente in seguito all'azione di forze perpendicolari al piano medio dei maschi murari, e la facilità con la quale essi si manifestano dipende dalla qualità della tessitura muraria, dell'ammorsamento tra pareti, della qualità del collegamento tra gli impalcati e le murature, dalla presenza o meno di catene atte ad eliminare le spinte; inoltre, l'identificazione dei meccanismi locali può essere ottenuta attraverso modellazioni specifiche, ad esempio con elementi continui o discreti, o prefigurata dal progettista sulla base della conoscenza storica del manufatto o del comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo degli stati fessurativi già presenti, anche di origine non sismica.

Si mostrano di seguito alcune tipologie di meccanismo locale di collasso.



Meccanismo di ribaltamento semplice di parete – cerniera alla base/cerniera in quota



Meccanismo di ribaltamento del cantonale

La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematici di corpo rigido.

14 VULNERABILITÀ STATICA

14.1 METODO DI ANALISI

La verifica statica è stata condotta considerando:

- le limitazioni sulle caratteristiche dei materiali legate al livello di conoscenza della campagna di indagini (univocamente definito e fisso);
- i valori dei coefficienti moltiplicativi dei carichi in combinazione SLU (variabile);

14.1.1 Fattore di confidenza

Secondo quanto raggiunto dalla campagna di indagini, si è considerato un livello di conoscenza LC3 a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1.00$.

Livello di Conoscenza
LC3
 $FC = 1,00$

14.1.2 Combinazioni di carico

Dato il livello di conoscenza raggiunto, per la verifica allo stato limite ultimo statico, in base al §8.5.5 delle NTC18 si eseguono le verifiche statiche allo SLU.

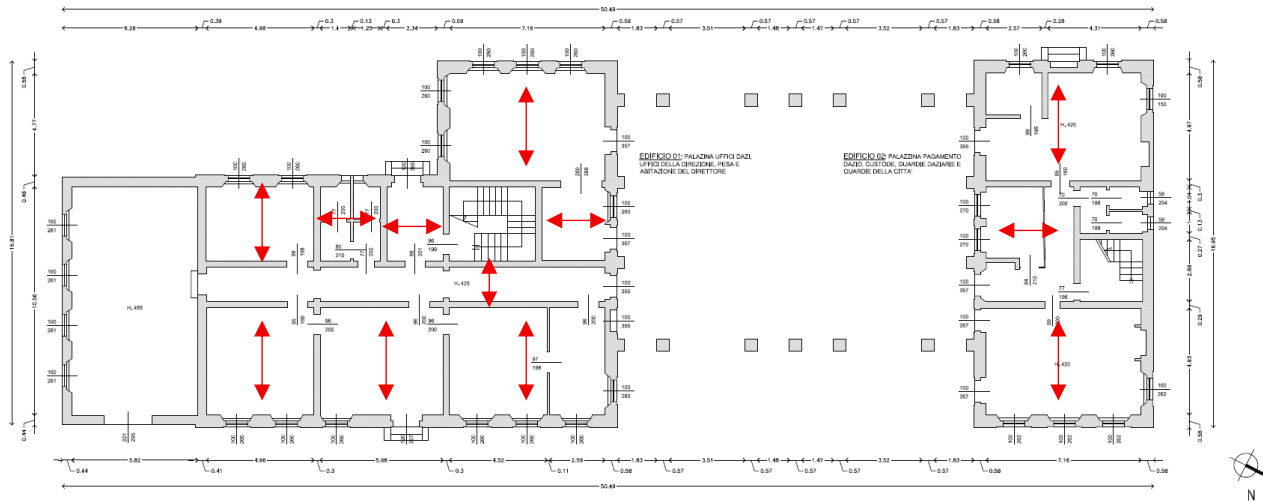
14.2 VERIFICHE STATICHE ORIZZONTAMENTI

Si riportano le verifiche statiche.

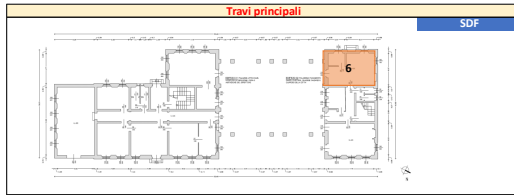
- Solai in legno – Calpestio piano primo
- Solai e travi in c.a. – Calpestio piano primo

14.2.1 Solai in legno

Si riportano di seguito le orditure.



Orditure primo orizzontamento



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 80$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 38'880'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 432'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 5.50 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.16$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 1.29$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.88$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 2.20$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 8.31$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 19.23$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 6.04$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.63$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 1.26$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

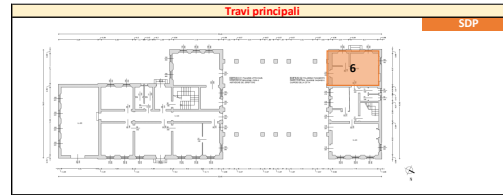
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

150 %
 59 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.080	0.070	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.60
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					1.29



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 80$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 38'880'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 432'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 5.50 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.16$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.40$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.83$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 3.52$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 13.32$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 30.83$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 9.69$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 1.01$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 2.02$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

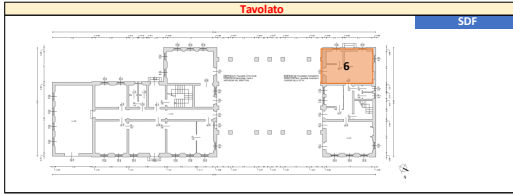
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

241 %
 95 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	-	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					2.40



Calcolo Tensione Agente

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 25$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 1'302'083$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 104'167$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.13$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.69$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.06$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 4.06$ kN/m

Calcolo Tensione Normale Massima

Momento agente in mezzeria (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.10$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 0.99$ Mpa

Calcolo Tensione Tangenziale Massima

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 0.91$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.05$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.11$ Mpa

Calcolo Tensione Resistente

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

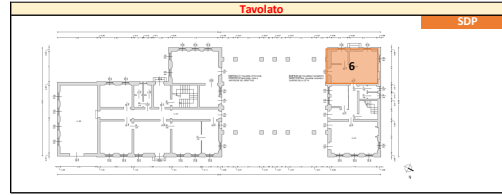
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 8 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 5 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.080	0.070	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					0.69



Calcolo Tensione Agente

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 20$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 666'667$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 66'667$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.30$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.62$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 7.62$ kN/m

Calcolo Tensione Normale Massima

Momento agente in mezzeria (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.19$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 2.89$ Mpa

Calcolo Tensione Tangenziale Massima

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 1.71$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.13$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.26$ Mpa

Calcolo Tensione Resistente

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

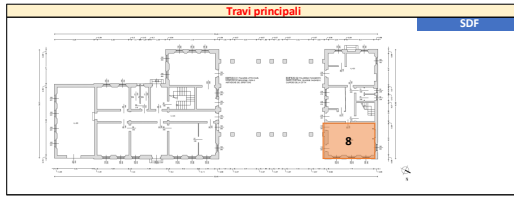
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 23 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 12 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	-	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					2.30



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 80$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 38'880'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 432'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 5.50 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.16$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 1.29$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.88$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 2.20$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 8.31$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 19.23$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 6.04$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_d = 0.63$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{f,d} = 1.26$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio **1**
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

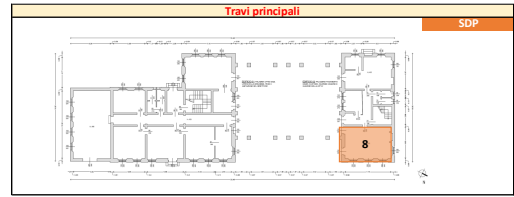
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

150 %
59 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisioni	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.080	0.070	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.80
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 1.29



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 80$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 38'880'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 432'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 5.50 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.16$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.40$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.83$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 3.52$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 13.32$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 30.83$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 9.69$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_d = 1.01$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{f,d} = 2.02$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio **1**
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

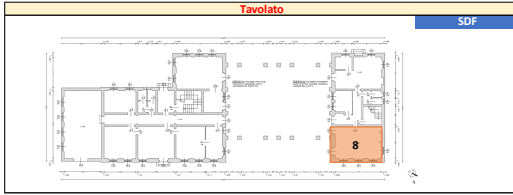
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

241 %
95 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisioni	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	-	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 2.40



Tavolato **SDF**

CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE
 Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 25$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 1'302'083$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 104'167$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE
 Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.13$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.69$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.06$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 4.06$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA
 Momento agente in mezzera ($M_{ed} = 1/8 q l^2$) $M_{ed} = 0.10$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 0.99$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA
 Taglio agente agli appoggi ($V_{ed} = q l / 2$) $V_{ed} = 0.91$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.05$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.11$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio **1**
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

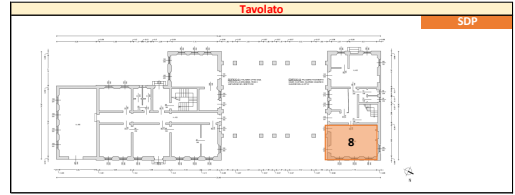
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)
 Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)
 Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

8 %
5 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.080	0.070	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 0.69



Tavolato **SDP**

CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE
 Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 20$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 666'667$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 66'667$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE
 Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.30$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.62$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 7.62$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA
 Momento agente in mezzera ($M_{ed} = 1/8 q l^2$) $M_{ed} = 0.19$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 2.89$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA
 Taglio agente agli appoggi ($V_{ed} = q l / 2$) $V_{ed} = 1.71$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.13$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.26$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio **1**
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

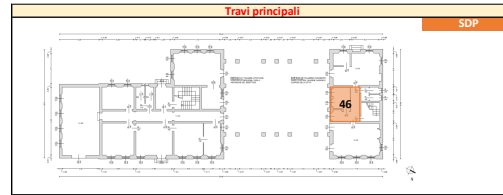
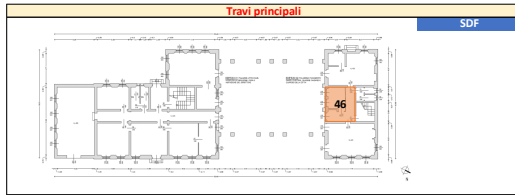
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)
 Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)
 Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

23 %
12 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	-	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 2.30



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 80 mm
Altezza di calcolo	h = 180 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 38'880'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 432'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	4.50 m
Interasse	0.45 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.16 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.29 kN/mq
Carico accidentale	Q = 2.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 4.88 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 2.20 kN/m

CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 80 mm
Altezza di calcolo	h = 180 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 38'880'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 432'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	4.50 m
Interasse	0.45 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.16 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 2.40 kN/mq
Carico accidentale	Q = 3.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 7.83 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 3.52 kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd = 5.56 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 12.87 Mpa

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd = 8.92 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 20.64 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 4.94 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.51 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.03 Mpa

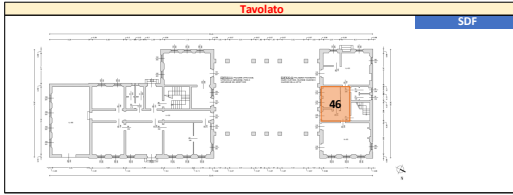
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 7.93 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.83 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.65 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	101 %
	48 %

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	161 %
	77 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	0.13
Travetti secondari	0.080	0.070	5.0	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	0.60
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
			G2 tot =	1.29

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	0.60
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
			G2 tot =	2.40



Calcolo Tensione Agente

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 25$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 1'302'083$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 104'167$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.13$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.69$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.06$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 4.06$ kN/m

Calcolo Tensione Normale Massima

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.10$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 0.99$ Mpa

Calcolo Tensione Tangenziale Massima

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 0.91$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.05$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.11$ Mpa

Calcolo Tensione Resistente

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

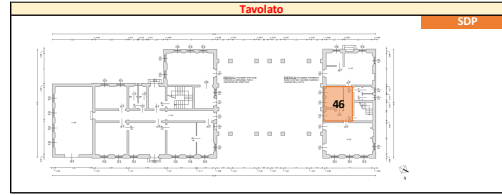
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 8 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 5 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.080	0.070	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 0.69



Calcolo Tensione Agente

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 20$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 666'667$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 66'667$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.30$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.62$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 7.62$ kN/m

Calcolo Tensione Normale Massima

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.19$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 2.89$ Mpa

Calcolo Tensione Tangenziale Massima

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 1.71$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.13$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.26$ Mpa

Calcolo Tensione Resistente

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

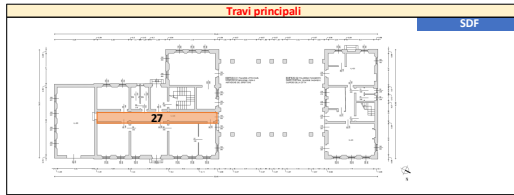
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 23 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 12 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	-	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 2.30



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 50$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 24'300'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 270'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 2.00 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.97$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.38$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 1.97$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezz'aria (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.99$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 3.65$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 1.97$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.33$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.66$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

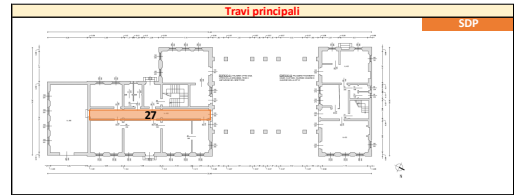
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

29 %
31 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.060	0.060	5.0	0.45	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.30
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					0.97



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 50$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 24'300'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 270'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 2.00 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.40$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.75$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 3.49$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezz'aria (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 1.74$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 6.46$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 3.49$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.58$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 1.16$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

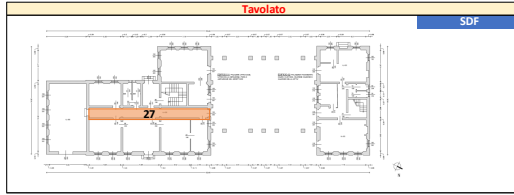
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

50 %
54 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	-	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					2.40



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 25$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 1'302'083$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 104'167$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.13$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.67$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.03$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 4.03$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.10$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 0.98$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 0.91$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.05$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.11$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

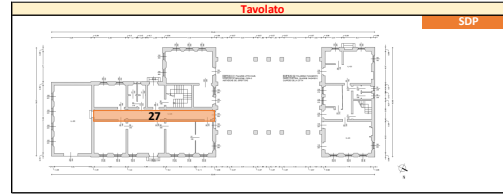
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 8 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 5 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.060	0.060	5.0	0.45	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 0.67



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 20$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 666'667$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 66'667$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.30$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.62$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 7.62$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.19$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 2.89$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 1.71$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.13$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.26$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

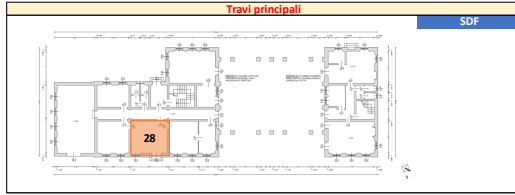
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 23 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 12 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	-	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 2.30



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 50$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 24'300'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 270'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 5.00 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.97$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.38$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 1.97$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 6.17$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 22.84$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 4.93$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.82$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 1.64$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

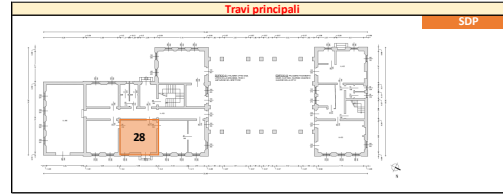
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 178 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 77 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.060	0.060	5.0	0.45	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.30
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					0.97



CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 50$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 24'300'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 270'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 5.00 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.40$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.75$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 3.49$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 10.90$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 40.36$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 8.72$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 1.45$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 2.91$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

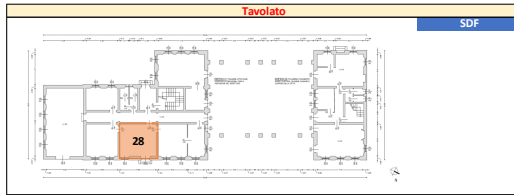
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 315 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 136 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	-	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					2.40



Calcolo Tensione Agente

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 25$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 1'302'083$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 104'167$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.13$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.67$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 4.03$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 4.03$ kN/m

Calcolo Tensione Normale Massima

Momento agente in mezzera ($M_{ed} = 1/8 q l^2$) $M_{ed} = 0.10$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 0.98$ Mpa

Calcolo Tensione Tangenziale Massima

Taglio agente agli appoggi ($V_{ed} = q l / 2$) $V_{ed} = 0.91$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.05$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.11$ Mpa

Calcolo Tensione Resistente

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

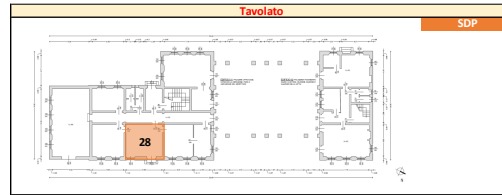
Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 8 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 5 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.025	20.0	-	0.50
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.060	0.060	5.0	0.45	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					0.67



Calcolo Tensione Agente

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 20$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 666'667$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 66'667$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.30$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.62$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 7.62$ kN/m

Calcolo Tensione Normale Massima

Momento agente in mezzera ($M_{ed} = 1/8 q l^2$) $M_{ed} = 0.19$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 2.89$ Mpa

Calcolo Tensione Tangenziale Massima

Taglio agente agli appoggi ($V_{ed} = q l / 2$) $V_{ed} = 1.71$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.13$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.26$ Mpa

Calcolo Tensione Resistente

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

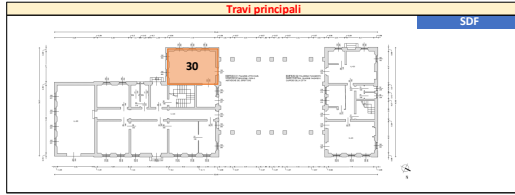
Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 23 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 12 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	-	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					2.30



Travi principali **SDF**

CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE
 Base di calcolo $b = 80$ mm
 Altezza di calcolo $h = 170$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 32753333$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 385333$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE
 Luce di calcolo 5.50 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.15$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.61$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 3.99$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 1.80$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA
 Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 6.79$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 17.63$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA
 Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 4.94$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.54$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 1.09$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

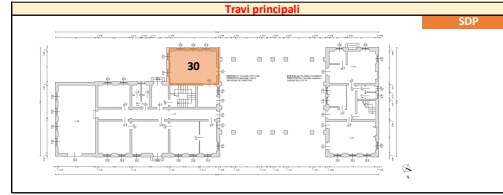
Classe di servizio **1**
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)
 Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)
 Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa **138 %**
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa **51 %**

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.000	0.0	-	0.00
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.050	5.0	-	0.25
Travetti secondari	0.070	0.080	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.30
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
				G2 tot =	0.61



Travi principali **SDP**

CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE
 Base di calcolo $b = 80$ mm
 Altezza di calcolo $h = 170$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 32753333$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 385333$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE
 Luce di calcolo 5.00 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.15$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.40$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.82$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 3.52$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA
 Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 10.99$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 28.53$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA
 Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 8.79$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.97$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 1.94$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

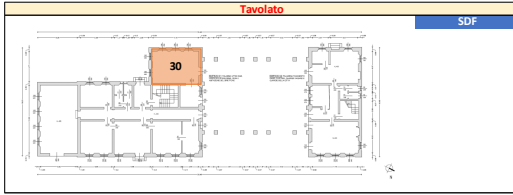
Classe di servizio **1**
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)
 Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)
 Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa **223 %**
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa **91 %**

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	-	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
				G2 tot =	2.40



Calcolo Tensione Agente

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 25$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 1'302'083$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 104'167$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.13$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.19$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 3.41$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 3.41$ kN/m

Calcolo Tensione Normale Massima

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.09$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 0.83$ Mpa

Calcolo Tensione Tangenziale Massima

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 0.77$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.05$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.09$ Mpa

Calcolo Tensione Resistente

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

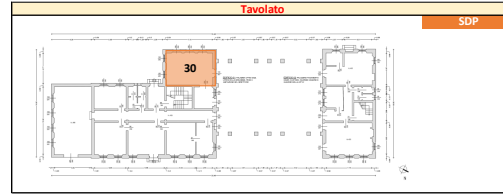
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

6 %
 4 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.000	0.0	-	0.00
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	-	0.13
Travetti secondari	0.070	0.080	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 0.19



Calcolo Tensione Agente

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 1'000$ mm
 Altezza di calcolo $h = 20$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 666'667$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 66'667$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 0.45 m
 Interasse 1.00 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.30$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.62$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 7.62$ kN/m

Calcolo Tensione Normale Massima

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 0.19$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 2.89$ Mpa

Calcolo Tensione Tangenziale Massima

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 1.71$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.13$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.26$ Mpa

Calcolo Tensione Resistente

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

Classe **Mc C24**
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. Parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

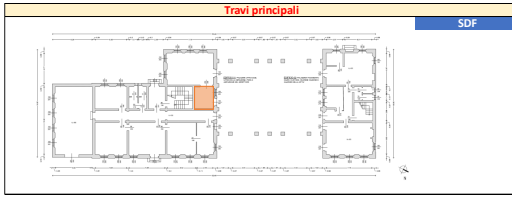
Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa

23 %
 12 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	-	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 2.30

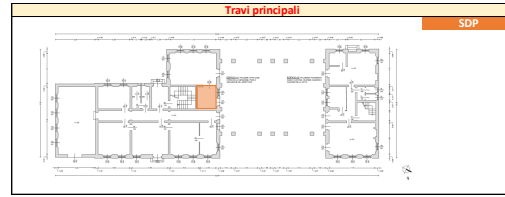
Si riportano di seguito le verifiche dei solai la cui orditura e le cui dimensioni sono state verificate in situ dalla scrivente.



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 50 mm
Altezza di calcolo	h = 180 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 24'300'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 270'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	3.20 m
Interasse	0.45 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.10 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 0.61 kN/mq
Carico accidentale	Q = 2.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.93 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 1.77 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezz'aria (Med=1/8 q l ²)	MEd = 2.26 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σm,d = 8.38 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 2.83 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ,d = 0.47 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ,d = 0.94 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	fm,k = 24 Mpa
Resistenza a taglio	fv,k = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γM = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	fm,d = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	fv,d = 2.13 Mpa
	65 %
	44 %

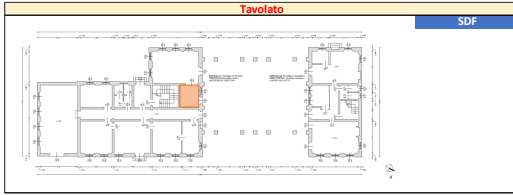
Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.030	22.0	-	0.66
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.050	5.0	-	0.25
Travetti secondari	0.070	0.080	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / canticciato	-	-	-	-	0.30
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 0.61



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 80 mm
Altezza di calcolo	h = 170 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 32'753'333 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 385'333 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	3.20 m
Interasse	0.45 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.15 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 2.40 kN/mq
Carico accidentale	Q = 3.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 7.82 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 3.52 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezz'aria (Med=1/8 q l ²)	MEd = 4.50 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σm,d = 11.68 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 5.63 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ,d = 0.62 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ,d = 1.24 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	fm,k = 24 Mpa
Resistenza a taglio	fv,k = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γM = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	fm,d = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	fv,d = 2.13 Mpa
	91 %
	58 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	-	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / canticciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 2.40



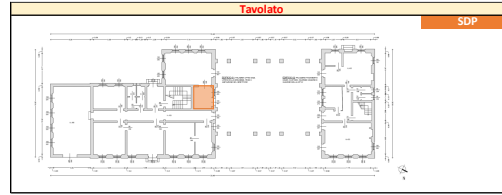
CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 1'000 mm
Altezza di calcolo	h = 25 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 1'302'083 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 104'167 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	0.45 m
Interasse	1.00 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.13 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 0.19 kN/mq
Carico accidentale	Q = 2.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.41 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 3.41 kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd = 0.09 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 0.83 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 0.77 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.05 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.09 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	6 %
	4 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.000	0.0	0.00
Massetto	-	0.000	22.0	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	0.13
Travetti secondari	0.070	0.080	5.0	0.45
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
			G2 tot =	0.19



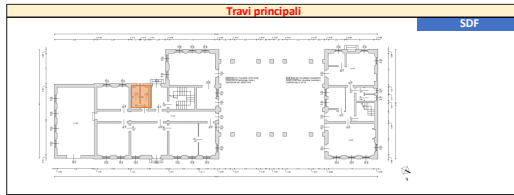
CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 1'000 mm
Altezza di calcolo	h = 20 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 666'667 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 66'667 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	0.45 m
Interasse	1.00 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.10 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 2.30 kN/mq
Carico accidentale	Q = 3.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 7.62 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 7.62 kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd = 0.19 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 2.89 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 1.71 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.13 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.26 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	23 %
	12 %

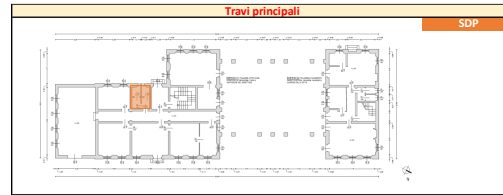
Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
			G2 tot =	2.30



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 50 mm
Altezza di calcolo	h = 180 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 24300'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 270'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	3.10 m
Interasse	0.45 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.10 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 0.61 kN/mq
Carico accidentale	Q = 2.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.93 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 1.77 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd = 2.12 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 7.86 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 2.74 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.86 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.91 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	
Classe di durata del carico	
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	61 %
	43 %

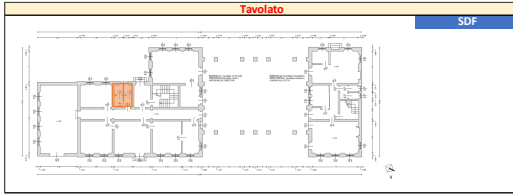
Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.000	0.0	0.00
Massetto	-	0.000	22.0	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	0.00
Tavolato	-	0.050	5.0	0.25
Travetti secondari	0.070	0.080	5.0	0.45
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	0.30
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
				G2 tot = 0.61



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 80 mm
Altezza di calcolo	h = 170 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 32753'333 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 385'333 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	3.10 m
Interasse	0.45 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.15 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 2.40 kN/mq
Carico accidentale	Q = 3.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 7.82 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 3.52 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd = 4.23 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 10.97 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 5.45 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.60 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.20 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	
Classe di durata del carico	
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	86 %
	56 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
				G2 tot = 2.40



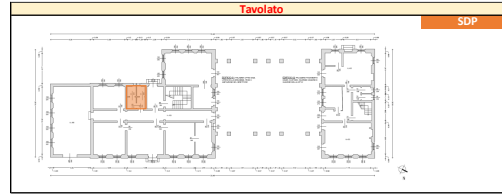
CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 1'000 mm
Altezza di calcolo	h = 25 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 1'302'083 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 104'167 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	0.45 m
Interasse	1.00 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.13 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 0.19 kN/mq
Carico accidentale	Q = 2.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γ _{G1} = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γ _{G2} = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γ _Q = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.41 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 3.41 kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (M _{ed} =1/8 q l ²)	M _{ed} = 0.09 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 0.83 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (V _{ed} =q l/2)	V _{ed} = 0.77 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.05 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.09 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	6 %
	4 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.000	0.0	0.00
Massetto	-	0.000	22.0	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	0.13
Travetti secondari	0.070	0.080	5.0	0.45
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
			G2 tot =	0.19



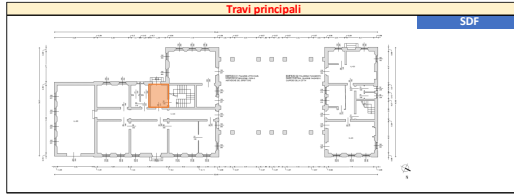
CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 1'000 mm
Altezza di calcolo	h = 20 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 666'667 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 66'667 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	0.45 m
Interasse	1.00 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.10 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 2.30 kN/mq
Carico accidentale	Q = 3.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γ _{G1} = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γ _{G2} = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γ _Q = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 7.62 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 7.62 kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (M _{ed} =1/8 q l ²)	M _{ed} = 0.19 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 2.89 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (V _{ed} =q l/2)	V _{ed} = 1.71 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.13 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.26 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	23 %
	12 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
			G2 tot =	2.30



Travi principali SDF

CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 50$ mm
 Altezza di calcolo $h = 180$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 24300'000$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 270'000$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 2.90 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.10$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 0.61$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 2.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 3.93$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 1.77$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 1.96$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 6.88$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 2.56$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.43$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 0.85$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

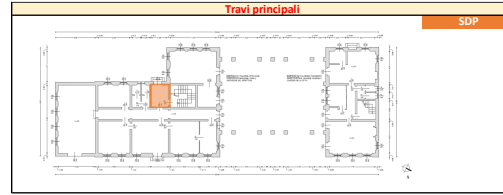
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 54 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 40 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.000	0.0	-	0.00
Massetto	-	0.000	22.0	-	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	-	0.00
Tavolato	-	0.050	5.0	-	0.25
Travetti secondari	0.070	0.080	5.0	0.45	0.06
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.30
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					0.61



Travi principali SDP

CALCOLO TENSIONE AGENTE

GEOMETRIA E SEZIONE

Base di calcolo $b = 80$ mm
 Altezza di calcolo $h = 170$ mm
 Momento d'inerzia asse xx $J_{xx} = 32753'333$ mm⁴
 Modulo di resistenza $W = 385'333$ mm³

AZIONI SULLA TRAVE

Luce di calcolo 2.90 m
 Interasse 0.45 m

Peso proprio strutturale $G1 = 0.15$ kN/mq
 Peso proprio non strutturale $G2 = 2.40$ kN/mq
 Carico accidentale $Q = 3.00$ kN/mq

Coeff. G1 sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coeff. G2 sfavorevole $\gamma_{G2} = 1.3$
 Coeff. Q sfavorevole $\gamma_Q = 1.5$

Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU $q = 7.82$ kN/mq
 Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU $q = 3.52$ kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA

Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql²) $M_{Ed} = 3.70$ kN*m
 Tensione flessionale AGENTE $\sigma_{m,d} = 9.60$ Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA

Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2) $V_{Ed} = 5.10$ kN
 Tensione tangenziale AGENTE $\tau_{d} = 0.56$ Mpa
 Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata) $\tau_{d} = 1.13$ Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE

Classe di servizio 1
 Classe di durata del carico 1 **MEDIA DURATA**
 Coeff. di durata del carico e condizione ambientale $k_{mod} = 0.8$

TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)

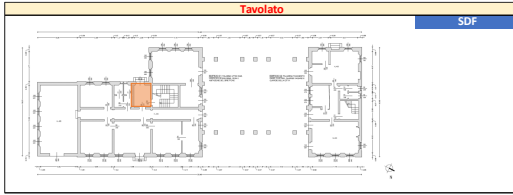
Classe $Mc C24$
 Res. a flessione $f_{m,k} = 24$ Mpa
 Resistenza a taglio $f_{v,k} = 4$ Mpa
 Coeff. parziale di sicurezza del materiale $\gamma_M = 1.5$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)

Res. a flessione $f_{m,d} = 12.80$ Mpa 75 %
 Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2.13$ Mpa 53 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)

	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Divisori	-	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	-	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	-	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	-	0.00
Tavolato	-	0.040	5.0	-	0.20
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
G2 tot =					2.40



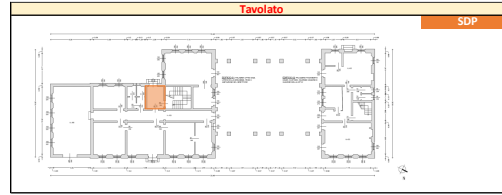
CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 1'000 mm
Altezza di calcolo	h = 25 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 1'302'083 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 104'167 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	0.45 m
Interasse	1.00 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.13 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 0.19 kN/mq
Carico accidentale	Q = 2.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γ _{G1} = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γ _{G2} = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γ _Q = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.41 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 3.41 kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	MEd = 0.09 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 0.83 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=q l/2)	VEd = 0.77 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.05 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.09 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	6 %
	4 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.000	0.0	0.00
Massetto	-	0.000	22.0	0.00
Sottofondo	-	0.000	25.0	0.00
Tavolato	-	0.025	5.0	0.13
Travetti secondari	0.070	0.080	5.0	0.45
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
			G2 tot =	0.19



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 1'000 mm
Altezza di calcolo	h = 20 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 666'667 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 66'667 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	0.45 m
Interasse	1.00 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.10 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 2.30 kN/mq
Carico accidentale	Q = 3.00 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γ _{G1} = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γ _{G2} = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γ _Q = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 7.62 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 7.62 kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	MEd = 0.19 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 2.89 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=q l/2)	VEd = 1.71 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.13 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.26 Mpa

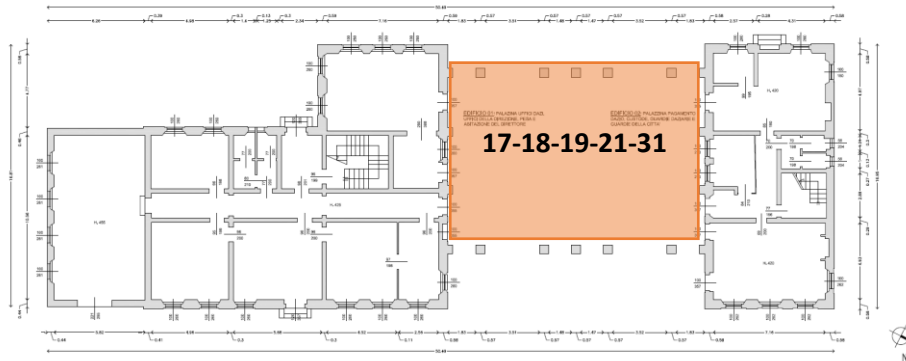
CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	23 %
	12 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)				
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G2 [kN/m ²]
Divisori	-	-	-	0.00
Pavimentazione	-	0.020	20.0	0.40
Massetto	-	0.075	24.0	1.80
Sottofondo	-	0.000	0.0	0.00
Tavolato	-	0.020	5.0	0.10
Travetti secondari	0.000	0.000	0.0	0.00
Intonaco	-	0.000	0.0	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	0.00
			G2 tot =	2.30

14.2.2 Solette e travi in c.a.

14.2.2.1 Indagini 17-18-19-21-31

Si riporta l'ubicazione della zona verificata.



14.2.2.1.1 Verifica della soletta in c.a.

Si riporta di seguito un estratto delle indagini effettuate.

<p>INDAGINE 21 <i>Indagine pacometrica soletta portico all'intradosso</i></p> <p>Dall'indagine con pacometro e dalla messa in luce dell'armatura della soletta all'estradosso risulta la seguente armatura longitudinale: ferri ø6 lisci c.f. 2cm, passo 20cm</p> <p>Staffe assenti</p>

Estratto indagine

Si riporta il valore di momento resistente.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.41	2.3
2	1.41	13.7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

Ex Macello		Ex Macello	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _y	200 N/mm ²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm ²	f _c	12.71
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _c	0.8
ε _{sy}	1 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	125 N/mm ²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Devia

N° rett.

 L₀ cm

 Precompresso

Si riporta il valore di taglio resistente.

<i>geometria:</i>			
H =	150 mm	altezza elemento	
b =	1000 mm	larghezza elemento	
c =	23 mm	copriferro ambo i lati	
d =	127 mm	altezza utile	
Asl =	0 mmq	area arm long trazione Morsch	
ρ =	0.0000		
k =	2.00		
N =	0 kN	sforzo normale di compressione	
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione	
<i>materiali:</i>			
R _{ck} =	27 MPa	F _{yk} =	230 MPa
f _{ck} =	22 MPa	f _{yd} =	200 MPa
f _{ed} =	12.71 MPa		
f' _{ed} =	6.36 MPa		
f _{ctm} =	2.39 MPa		
f _{ctk} =	1.67 MPa		
f _{ctd} =	1.11 MPa		
V _{min} =	0.47		
<i>verifica resistenza a taglio senza armatura specifica</i>			
V _{sd} =	0.00 kN	<	V _{Rd1} = 59.54 kN OK

Nello stato di progetto si prevede la posa di

- una nuova pavimentazione flottante in gres porcellanato, sp. 10 mm;
- guaina.

Si adotta, in favore di sicurezza, un carico permanente portato $G_2 = 2.00$ kN/mq.

In base al §8.5.5 delle NTC18 si eseguono le verifiche statiche allo SLU con i coefficienti relativi ai carichi da peso proprio unitari.

<u>Combinazione</u>	$F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{oi} * Q_{ik})]$	
con:	$\gamma_{G1} = 1.0$	$G_k =$ pesi permanenti
	$\gamma_{G2} = 1.3$	$G_k =$ pesi permanenti non strutturali
	$\gamma_{Qi} = 1.5$	$Q_k =$ pesi accidentali

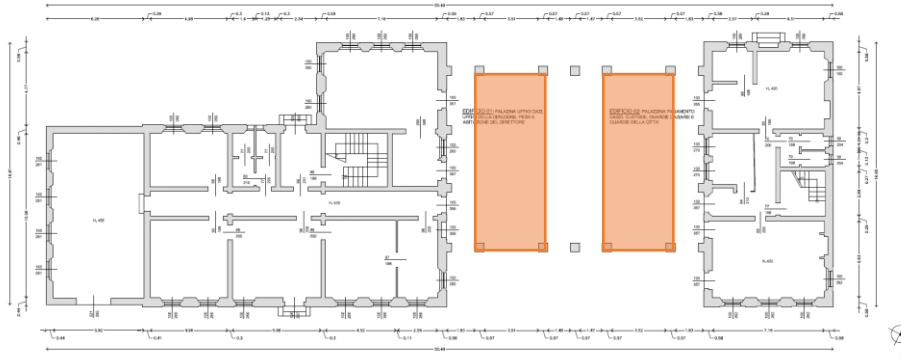
8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

14.2.2.1.1.1 Luce 3.50 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Si sono considerati i seguenti valori.

Analisi dei carichi		
G1	3.750	kN/mq
G2	2.000	kN/mq
Qacc	2.800	kN/mq

Come carico accidentale, si è considerato agente anche il carico da neve in favore di sicurezza.

Carichi G2			
Finitura	P. specifico (kN/mc)	sp. (mm)	Carico (kN/mq)
Carico	2.00	1000	2.00
TOTALE			2.00 kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0
G2	1.3
Qacc	1.5

Carico SLU	
Carico superficiale	10.550 kN/mq
Carico lineare	10.550 kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce solaio	3.500	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	16.15	kNm
Vsd	18.46	kN

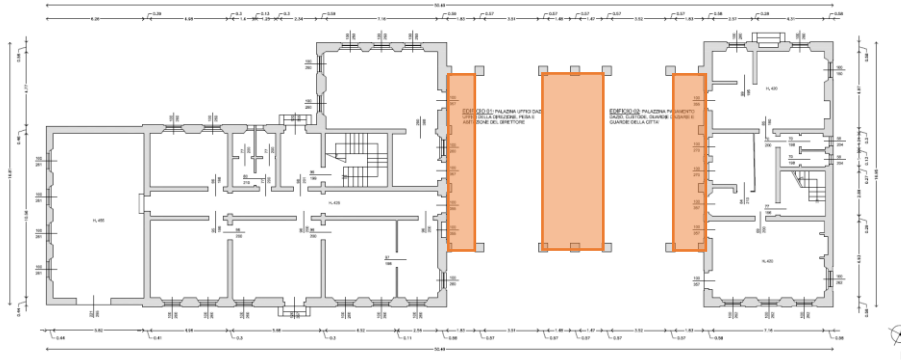
Si ricorda che Mrd = 4.38 kNm e che Vrd = 59.54 kN.

La **verifica a flessione** risulta quindi **non soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

14.2.2.1.1.2 Luce 1.5 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Si sono considerati i seguenti valori.

Analisi dei carichi		
G1	3.750	kN/mq
G2	2.000	kN/mq
Qacc	2.800	kN/mq

Come carico accidentale, si è considerato agente anche il carico da neve in favore di sicurezza.

Carichi G2			
Finitura	P. specifico (kN/mc)	sp. (mm)	Carico (kN/mq)
Carico	2.00	1000	2.00
TOTALE			2.00 kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0
G2	1.3
Qacc	1.5

Carico SLU	
Carico superficiale	10.550 kN/mq
Carico lineare	10.550 kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce solaio	1.500	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	2.97	kNm
Vsd	7.91	kN

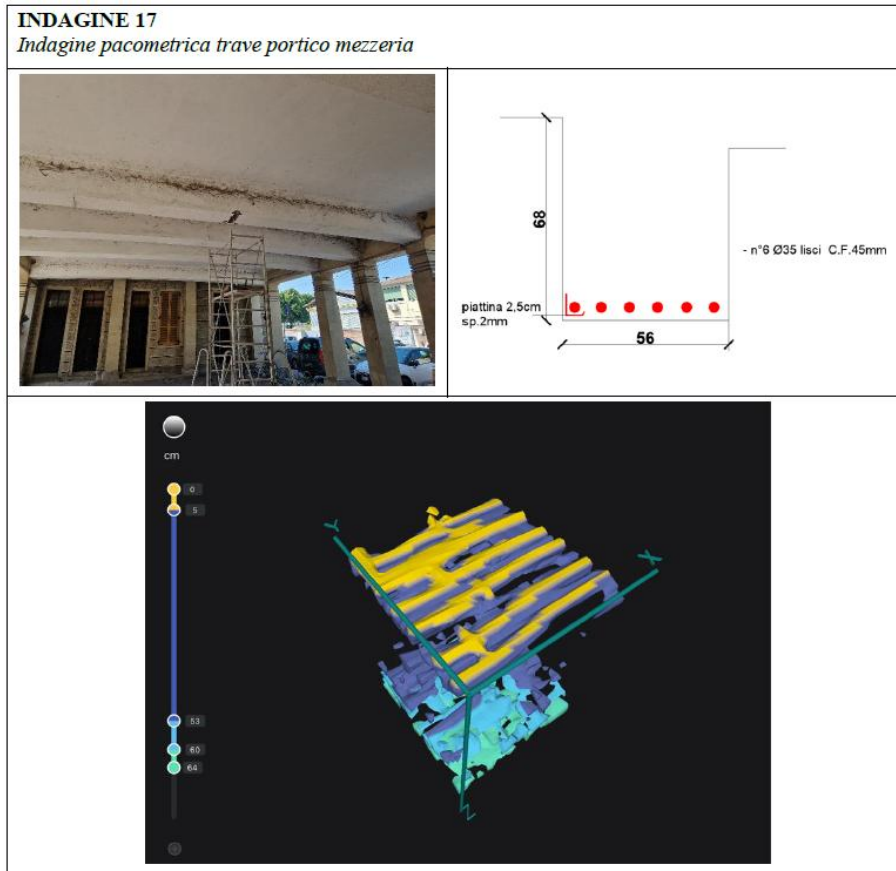
Si ricorda che Mrd = 4.38 kNm e che Vrd = 59.54 kN.

La **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.


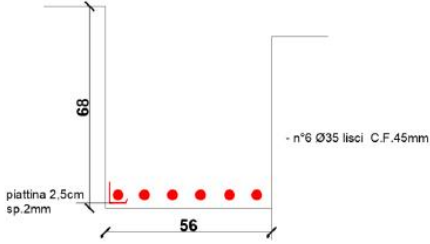

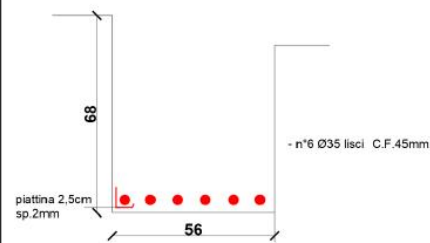
La **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

14.2.2.1.2 Verifica delle travi in c.a.

Si riporta di seguito un estratto delle indagini effettuate.



Estratto indagine

<p>INDAGINE 18 <i>Indagine pacometrica trave portico appoggio</i></p>	
	
<p>INDAGINE 20 <i>Indagine pacometrica trave portico appoggio</i></p>	
	
<p>INDAGINE 21 <i>Indagine pacometrica soletta portico all'intradosso</i></p>	
<p>Dall'indagine con pacometro e dalla messa in luce dell'armatura della soletta all'estradosso risulta la seguente armatura longitudinale: ferri ø6 lisci c.f. 2cm, passo 20cm</p> <p>Staffe assenti</p>	

Estratto indagine

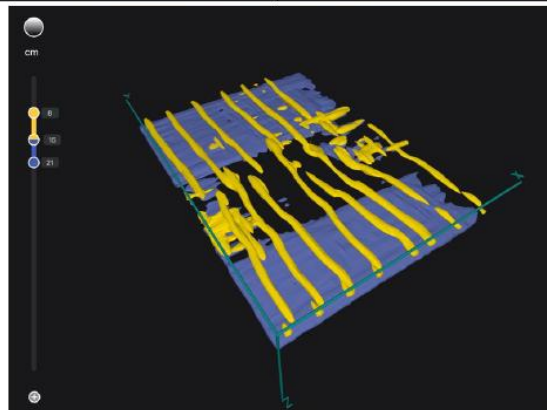
INDAGINE 31

Indagine pacometrica solaio calpestio terrazzo

Eseguita indagine pacometrica 3D sul solaio di calpestio del terrazzo tra i fabbricati, in corrispondenza della trave inferiore.

Rilevati solo ferri di armatura del solaio Ø6mm lisci copriferro 5cm circa ogni 20 cm circa.

Nessun ferro superiore della trave rilevato.




Estratto indagine

INDAGINE 17
Scarifica trave portico

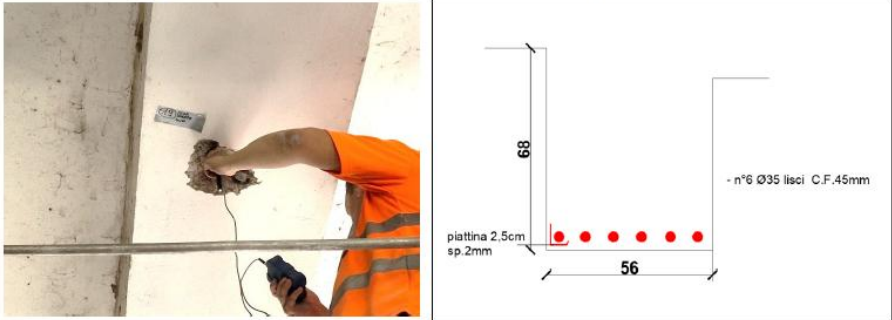
Trave con dimensioni a vista 56x68cm armata con 6 barre inferiori Ø35mm e copriferro 45mm.
Non risultano staffe. Presenza di piattine metalliche di spessore 2mm che agganciano inferiormente le barre, disposte in maniere non uniforme.

Si evidenzia che la trave è stata ripristinata di recente (cls più scuro di quello storico).



INDAGINE 19
Scarifica trave portico

Risulta trave analoga a ind. 18.
A differenza della precedente non risulta ripristinata recentemente con cls più scuro.



Estratto indagine

Si riporta il valore di momento resistente.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	55	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	57.73	63.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 Ex Macello Ex Macello
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_y 200 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_c 12.71
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_c 0.8 [?]
 ϵ_{sy} 1 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 125 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M M_{xRd} 637.5 kN m
 σ_c -12.71 N/mm²
 σ_s 200 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 7.43 ‰
 d 63.7 cm
 x 20.4 x/d 0.3202
 δ 0.8403

Calcola MRd **Domaino M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
 Precompresso

Si riporta il valore di taglio resistente.

geometria:		
H =	700 mm	altezza elemento
b =	550 mm	larghezza elemento
c =	63 mm	copriferro ambo i lati
d =	637 mm	altezza utile
Asl =	0 mmq	area arm long trazione Morsch
ρ =	0.0000	
k =	1.56	
N =	0 kN	sforzo normale di compressione
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione
materiali:		
R_{ck} =	27 MPa	F_{yk} = 230 MPa
f_{ck} =	22 MPa	f_{yd} = 200 MPa
f_{cd} =	12.71 MPa	
f'_{cd} =	6.36 MPa	
f_{ctm} =	2.39 MPa	
f_{ctk} =	1.67 MPa	
f_{ctd} =	1.11 MPa	
V_{min} =	0.32	
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica		
V_{sd} =	0.00 kN	< V_{Rd1} = 113.19 kN OK

In base al §8.5.5 delle NTC18 si eseguono le verifiche statiche allo SLU con i coefficienti relativi ai carichi da peso proprio unitari.

<u>Combinazione</u>	$F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{oi} * Q_{ik})]$	
con:	$\gamma_{G1} = 1.0$	$G_k = \text{pesi permanenti}$
	$\gamma_{G2} = 1.3$	$G_k = \text{pesi permanenti non strutturali}$
	$\gamma_{Qi} = 1.5$	$Q_k = \text{pesi accidentali}$

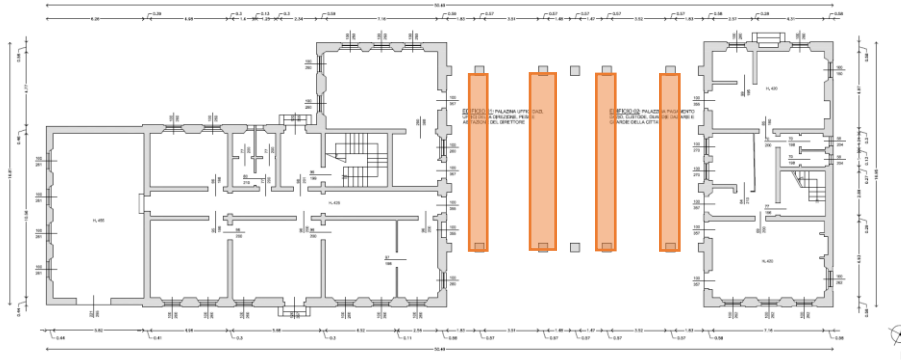
8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

14.2.2.1.2.1 Trave con influenza 3.10 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Geometria trave		
Interasse di calcolo	3100	mm
Larghezza trave	550	mm
Altezza trave	700	mm
G1 totale trave	9.625	kN/m

Carichi da solaio		
Carico	10.550	kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0

Carico SLU		
Carico lineare	42.330	kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce trave	11.300	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	675.64	kNm
Vsd	239.16	kN

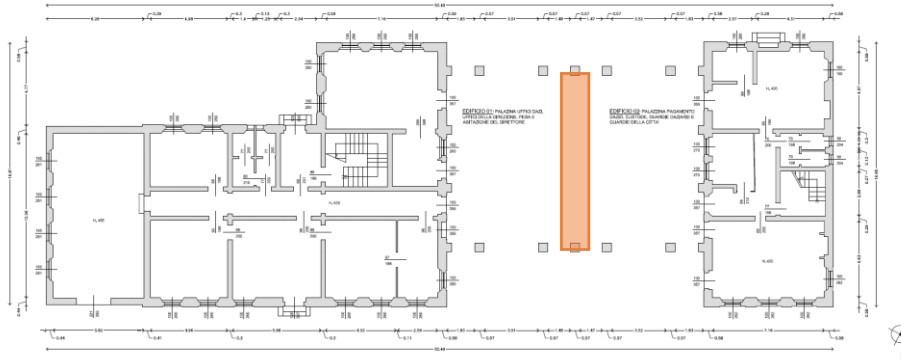
Si ricorda che $M_{rd} = 637.5$ kNm e che $V_{rd} = 113.19$ kN.

La **verifica a flessione** risulta quindi **non soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **non soddisfatta**.

14.2.2.1.2.2 Trave con influenza 2.00 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Geometria trave

Interasse di calcolo	2000	mm
Larghezza trave	550	mm
Altezza trave	700	mm
G1 totale trave	9.625	kN/m

Carichi da solaio

Carico	10.550	kN/mq
--------	--------	-------

Coefficienti di combinazione

G1	1.0
----	-----

Carico SLU

Carico lineare	30.725	kN/m
----------------	--------	------

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice

Luce trave	11.300	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	490.41	kNm
Vsd	173.60	kN

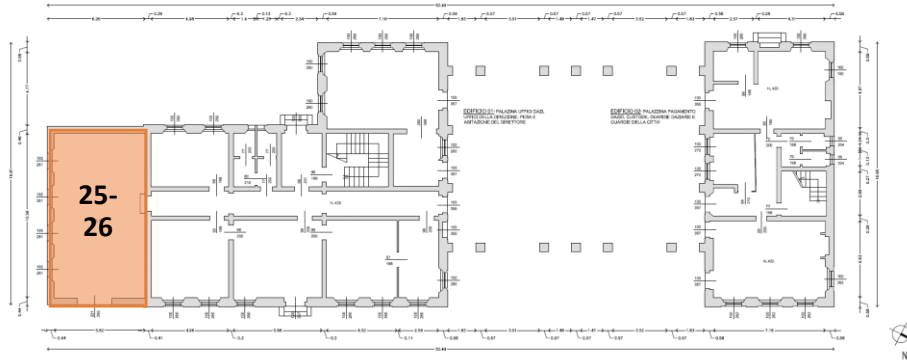
Si ricorda che $M_{rd} = 637.5$ kNm e che $V_{rd} = 113.19$ kN.

La **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **non soddisfatta**.

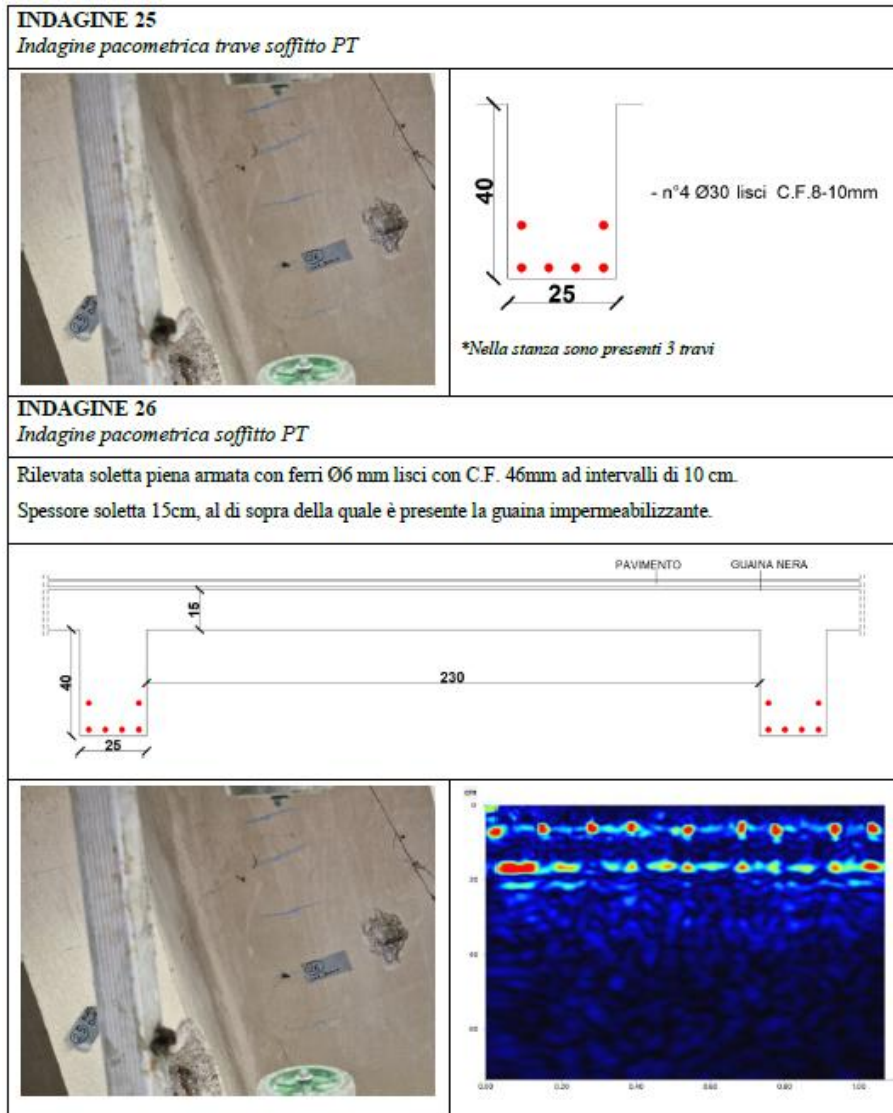
14.2.2.2 Indagini 25-26

Si riporta l'ubicazione della zona verificata.



14.2.2.2.1 Verifica della soletta in c.a.

Si riporta di seguito un estratto delle indagini effettuate.



Estratto indagine

Si riporta il valore di momento resistente.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.41	2.3
2	1.41	13.7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

Ex Macello		Ex Macello	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_y	200 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_c	12.71
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_c	0.8 ?
ϵ_{sy}	1 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	125 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Si riporta il valore di taglio resistente.

geometria:		
H =	150 mm	altezza elemento
b =	1000 mm	larghezza elemento
c =	23 mm	copriferro ambo i lati
d =	127 mm	altezza utile
Asl =	0 mmq	area arm long trazione Morsch
ρ =	0.0000	
k =	2.00	
N =	0 kN	sforzo normale di compressione
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione
materiali:		
R _{ck} =	27 MPa	F _{yk} = 230 MPa
f _{ck} =	22 MPa	f _{yd} = 200 MPa
f _{cd} =	12.71 MPa	
f' _{cd} =	6.36 MPa	
f _{ctm} =	2.39 MPa	
f _{ctk} =	1.67 MPa	
f _{ctd} =	1.11 MPa	
V _{min} =	0.47	
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica		
V _{sdl} =	0.00 kN	< V _{Rd1} = 59.54 kN OK

Nello stato di progetto si prevede la posa di

- una nuova pavimentazione flottante in gres porcellanato, sp. 10 mm;
- guaina.

Si adotta, in favore di sicurezza, un carico permanente portato $G_2 = 2.00$ kN/mq.

In base al §8.5.5 delle NTC18 si eseguono le verifiche statiche allo SLU con i coefficienti relativi ai carichi da peso proprio unitari.

<u>Combinazione</u>	$F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{oi} * Q_{ik})]$
con: $\gamma_{G1} = 1.0$	$G_k =$ pesi permanenti
$\gamma_{G2} = 1.3$	$G_k =$ pesi permanenti non strutturali
$\gamma_{Qi} = 1.5$	$Q_k =$ pesi accidentali

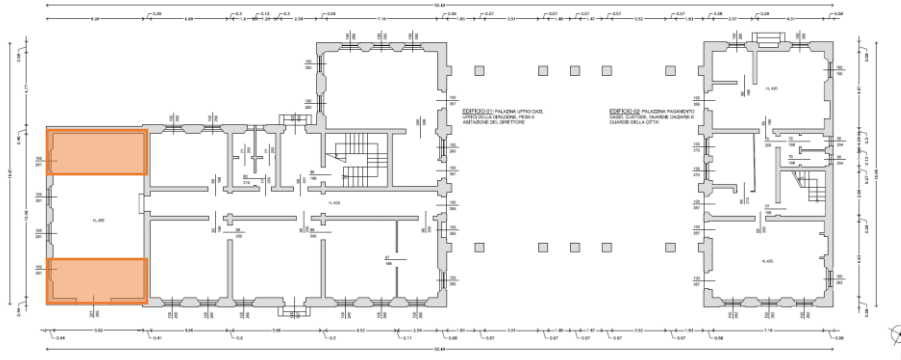
8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

14.2.2.2.1.1 Luce 2.65 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Si sono considerati i seguenti valori.

Analisi dei carichi		
G1	3.750	kN/mq
G2	2.000	kN/mq
Qacc	2.800	kN/mq

Come carico accidentale, si è considerato agente anche il carico da neve in favore di sicurezza.

Carichi G2			
Finitura	P. specifico (kN/mc)	sp. (mm)	Carico (kN/mq)
Carico	2.00	1000	2.00
TOTALE			2.00 kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0
G2	1.3
Qacc	1.5

Carico SLU	
Carico superficiale	10.550 kN/mq
Carico lineare	10.550 kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce solaio	2.650	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	9.26	kNm
Vsd	13.98	kN

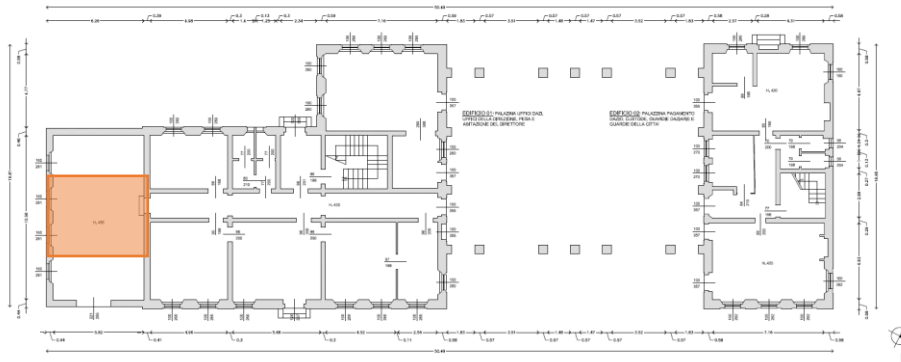
Si ricorda che Mrd = 4.38 kNm e che Vrd = 59.54 kN.

La **verifica a flessione** risulta quindi **non soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

14.2.2.2.1.2 Luce 2.30 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Si sono considerati i seguenti valori.

Analisi dei carichi		
G1	3.750	kN/mq
G2	2.000	kN/mq
Qacc	2.800	kN/mq

Come carico accidentale, si è considerato agente anche il carico da neve in favore di sicurezza.

Carichi G2			
Finitura	P. specifico (kN/mc)	sp. (mm)	Carico (kN/mq)
Carico	2.00	1000	2.00
TOTALE			2.00 kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0
G2	1.3
Qacc	1.5

Carico SLU	
Carico superficiale	10.550 kN/mq
Carico lineare	10.550 kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce solaio	2.300	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	6.98	kNm
Vsd	12.13	kN

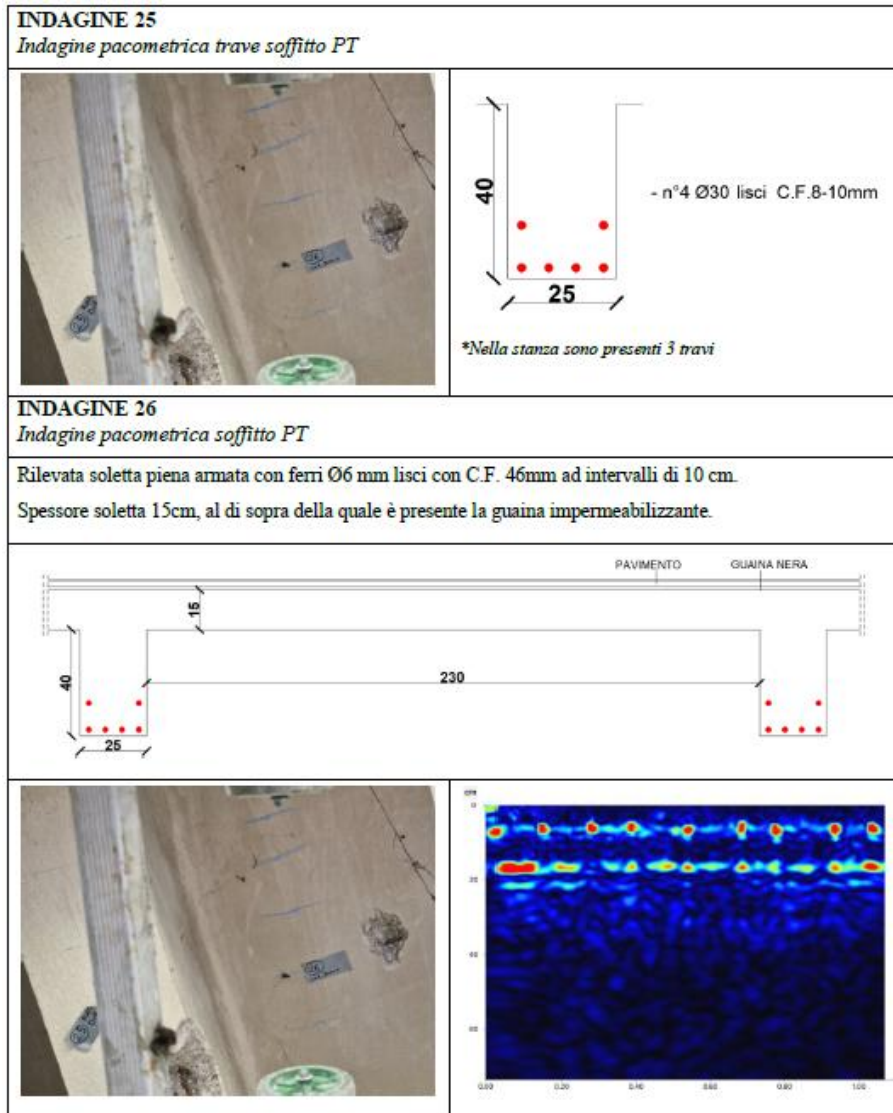
Si ricorda che Mrd = 4.38 kNm e che Vrd = 59.54 kN.

La **verifica a flessione** risulta quindi **non soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

14.2.2.2.2 Verifica delle travi in c.a.

Si riporta di seguito un estratto delle indagini effettuate.



Estratto indagine

Si riporta il valore di momento resistente.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	28.27	37.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali

Ex Macello	Ex Macello
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _y <input type="text" value="200"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _c <input type="text" value="12.71"/> ‰
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _c <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{sy} <input type="text" value="1"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="125"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.829"/>

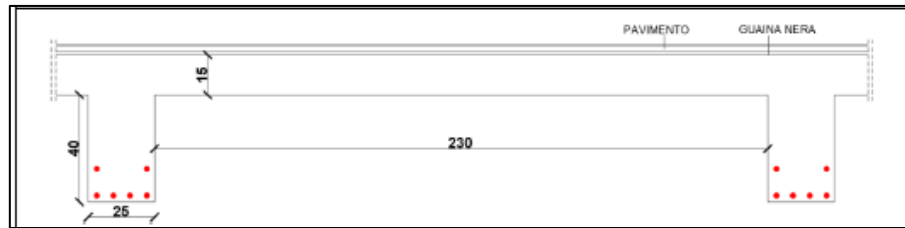
M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Si riporta il valore di taglio resistente.

geometria:			
H =	400 mm altezza elemento		
b =	250 mm larghezza elemento		
c =	25 mm copriferro ambo i lati		
d =	375 mm altezza utile		
Asl =	0 mmq area arm long trazione Morsch		
ρ =	0.0000		
k =	1.73		
N =	0 kN sforzo normale di compressione		
σ _{cp} =	0.00 MPa tensione media di compressione nella sezione		
materiali:			
R _{ck} =	27 MPa	F _{yk} =	230 MPa
f _{ck} =	22 MPa	f _{yd} =	200 MPa
f _{cd} =	12.71 MPa		
f' _{cd} =	6.36 MPa		
f _{ctm} =	2.39 MPa		
f _{ctk} =	1.67 MPa		
f _{ctd} =	1.11 MPa		
V _{min} =	0.38		
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica			
V _{sd} =	0.00 kN	<	V _{Rd1} = 35.37 kN OK

Nello stato di progetto si prevede la posa di una nuova guaina e di una nuova pavimentazione, riproponendo ciò che è presente quindi nello stato di fatto, come si nota dalla seguente indagine effettuata.



Pacchetto non strutturale nello stato di fatto

Dato il caso in esame, in cui il carico massimo viene limitato, in base al §8.5.5 delle NTC18 si eseguono le verifiche statiche allo SLU con i coefficienti relativi ai carichi strutturali e permanenti portati unitari.

Combinazione

$$F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})]$$

con: $\gamma_{G1} = 1.0$
 $\gamma_{G2} = 1.0$
 $\gamma_{Q1} = 1.5$

G_k = pesi permanenti
 G_k = pesi permanenti non strutturali
 Q_k = pesi accidentali

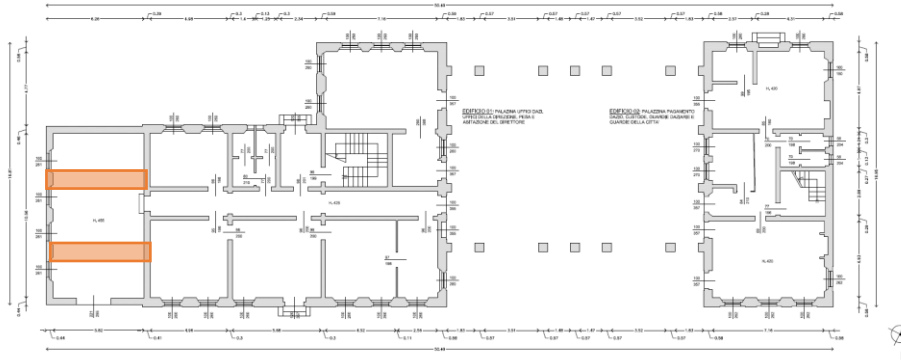
8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

14.2.2.2.1 Trave con influenza 2.75 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Geometria trave

Interasse di calcolo	2750	mm
Larghezza trave	250	mm
Altezza trave	400	mm
G1 totale trave	2.500	kN/m

Carichi da solaio

Carico	10.550	kN/mq
--------	--------	-------

Coefficienti di combinazione

G1	1.0
----	-----

Carico SLU

Carico lineare	31.513	kN/m
----------------	--------	------

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice

Luce trave	6.300	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	156.34	kNm
Vsd	99.26	kN

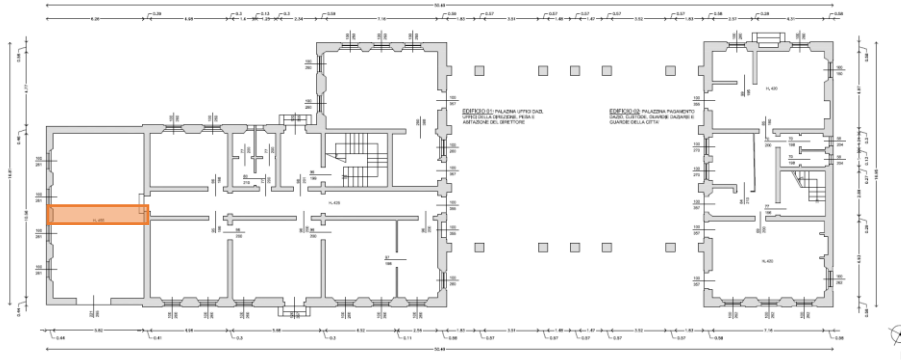
Si ricorda che $M_{rd} = 160.3$ kNm e che $V_{rd} = 35.37$ kN.

La **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **non soddisfatta**.

14.2.2.2.2 Trave con influenza 2.50 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Geometria trave

Interasse di calcolo	2500	mm
Larghezza trave	250	mm
Altezza trave	400	mm
G1 totale trave	2.500	kN/m

Carichi da solaio

Carico	10.550	kN/mq
--------	--------	-------

Coefficienti di combinazione

G1	1.0
----	-----

Carico SLU

Carico lineare	28.875	kN/m
----------------	--------	------

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice

Luce trave	6.300	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	143.26	kNm
Vsd	90.96	kN

Si ricorda che $M_{rd} = 160.3$ kNm e che $V_{rd} = 35.37$ kN.

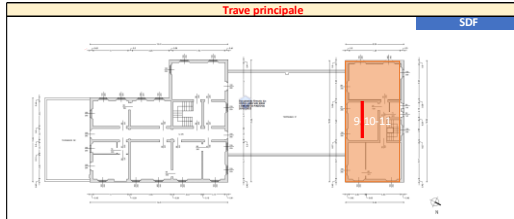
La **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **non soddisfatta**.

14.3 VERIFICHE STATICHE COPERTURA

14.3.1 Travi in legno

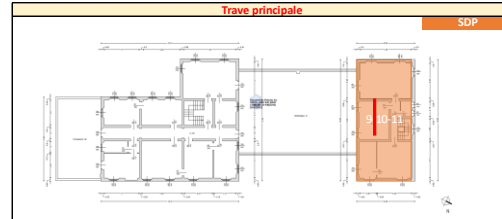
Si riportano le verifiche statiche.



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 100 mm
Altezza di calcolo	h = 150 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 28'125'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 375'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	2.70 m
Interasse	1.20 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.06 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.86 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.69 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 4.43 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	MEd = 4.04 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 10.77 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=q l/2)	VEd = 5.98 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.60 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.20 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	84 %
	56 %

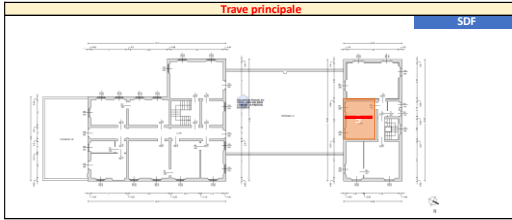
Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.000	1.0	-	0.00
Giaina	-	-	-	-	0.10
Tavelle	-	0.040	18.0	-	0.72
Orditura Secondaria	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Magatelli / travetti	0.060	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	20.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.20
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 1.86



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 100 mm
Altezza di calcolo	h = 150 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 28'125'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 375'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	2.70 m
Interasse	1.20 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.06 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 2.06 kN/mq
Carico accidentale	W = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.95 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 4.74 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	MEd = 4.32 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 11.53 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=q l/2)	VEd = 6.41 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.64 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.28 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa
	90 %
	60 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.200	1.0	-	0.20
Giaina	-	-	-	-	0.10
Tavelle	-	0.040	18.0	-	0.72
Orditura Secondaria	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Magatelli / travetti	0.060	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.20
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 2.06

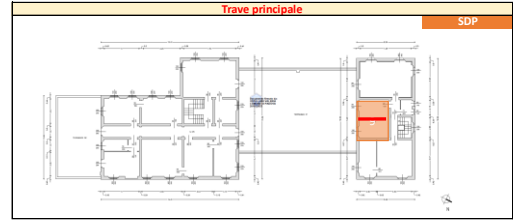


CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 220 mm
Altezza di calcolo	h = 240 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	3.75 m
Interasse	2.70 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.10 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.92 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.83 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 10.33 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	M _{Ed} = 18.16 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 8.60 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	V _{Ed} = 19.37 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.55 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.10 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
one parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa
one perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa
pressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa
pressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
one parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa
one perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa
pressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa
pressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa

67 %

52 %



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 220 mm
Altezza di calcolo	h = 240 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	3.75 m
Interasse	2.70 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.10 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 2.21 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 4.20 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 11.34 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	M _{Ed} = 19.93 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 9.44 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	V _{Ed} = 21.26 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.60 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.21 Mpa

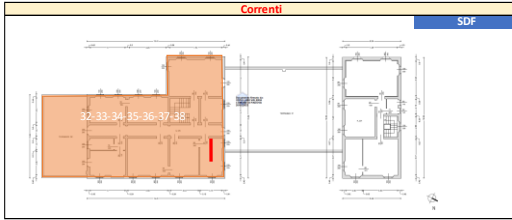
CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa

74 %

57 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.000	1.0	-	0.00
Guaina	-	-	-	-	0.10
Tavelle	-	0.040	18.0	-	0.72
Orditura Secondaria	0.100	0.150	5.0	1.20	0.06
Magatelli / travetti	0.060	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	20.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.20
Altri carichi	-	0.000	0.00	-	0.00
					G2 tot = 1.92

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.200	1.0	-	0.20
Guaina	-	-	-	-	0.10
Tavelle	-	0.040	18.0	-	0.72
Orditura Secondaria	0.100	0.150	5.0	0.50	0.15
Magatelli / travetti	0.060	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.20
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 2.21

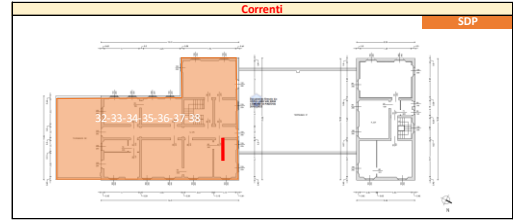


CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 100 mm
Altezza di calcolo	h = 150 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 28'125'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 375'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	3.95 m
Interasse	1.20 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.06 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.49 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.22 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 3.87 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	MEd = 7.54 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 20.10 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 7.63 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.76 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.53 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
tes. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa
tes. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa
tes. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa
tes. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
tes. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa
tes. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa
tes. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa
tes. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa

157 %

72 %



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 100 mm
Altezza di calcolo	h = 150 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 28'125'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 375'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	3.95 m
Interasse	1.20 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.06 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.66 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.44 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 4.13 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	MEd = 8.06 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 21.50 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 8.16 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.82 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 1.63 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
tes. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa
tes. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa
tes. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa
tes. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
tes. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa
tes. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa
tes. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa
tes. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa

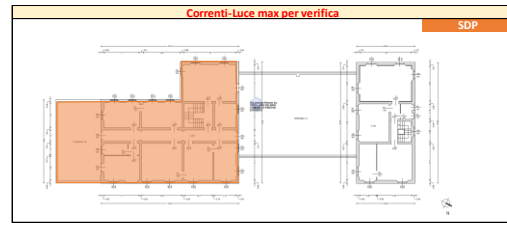
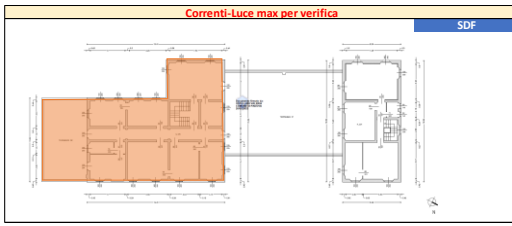
168 %

77 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
isolante	-	0.000	1.0	-	0.00
Guaina	-	-	-	-	0.05
travette	-	0.040	15.0	-	0.60
Orditura Secondaria	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Magatelli / travetti	0.070	0.060	5.0	0.50	0.04
intonaco	-	0.000	20.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 1.49

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
isolante	-	0.120	0.6	-	0.07
Guaina	-	-	-	-	0.05
travette	-	0.040	15.0	-	0.60
Orditura Secondaria	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Magatelli / travetti	0.070	0.060	5.0	0.50	0.04
intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.020	5.0	-	0.10
					G2 tot = 1.66

Si determina di seguito la luce massima dei correnti per soddisfare le verifiche statiche.



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 100 mm
Altezza di calcolo	h = 150 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 28'125'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 375'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	2.90 m
Interasse	1.20 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.06 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.49 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coef. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coef. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coef. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.22 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 3.87 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd = 4.06 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σm,d = 10.83 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 5.60 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ,d = 0.56 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ,d = 1.12 Mpa

CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 100 mm
Altezza di calcolo	h = 150 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 28'125'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 375'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	2.90 m
Interasse	1.20 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.06 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.66 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coef. G1 sfavorevole	yG1 = 1.3
Coef. G2 sfavorevole	yG2 = 1.3
Coef. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.44 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 4.13 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd = 4.35 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σm,d = 11.59 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 5.99 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ,d = 0.60 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ,d = 1.20 Mpa

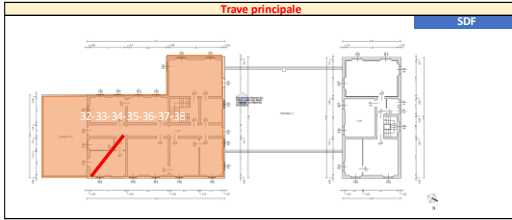
CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coef. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc_C24
Res. a flessione	fm,k = 24 Mpa
s. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,k = 14.5 Mpa
s. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,k = 0.4 Mpa
s. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,k = 21 Mpa
s. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,k = 2.5 Mpa
Resistenza a taglio	fv,k = 4 Mpa
Coef. Parziale di sicurezza del materiale	γM = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	fm,d = 12.80 Mpa
s. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,d = 7.73 Mpa
s. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,d = 0.21 Mpa
s. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,d = 11.20 Mpa
s. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,d = 1.33 Mpa
Resistenza a taglio	fv,d = 2.13 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coef. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc_C24
Res. a flessione	fm,k = 24 Mpa
s. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,k = 14.5 Mpa
s. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,k = 0.4 Mpa
s. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,k = 21 Mpa
s. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,k = 2.5 Mpa
Resistenza a taglio	fv,k = 4 Mpa
Coef. Parziale di sicurezza del materiale	γM = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	fm,d = 12.80 Mpa
s. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,d = 7.73 Mpa
s. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,d = 0.21 Mpa
s. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,d = 11.20 Mpa
s. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,d = 1.33 Mpa
Resistenza a taglio	fv,d = 2.13 Mpa

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.000	1.0	-	0.00
Guaina	-	-	-	-	0.05
Tavelle	-	0.040	15.0	-	0.60
Orditura Secondaria	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Magatelli / travetti	0.070	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	-	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 1.49

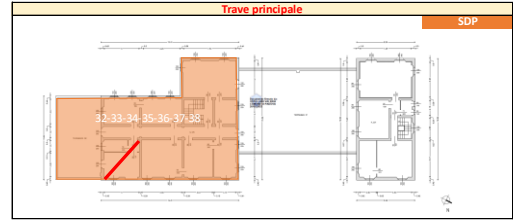
Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.120	0.6	-	0.07
Guaina	-	-	-	-	0.05
Tavelle	-	0.040	15.0	-	0.60
Orditura Secondaria	0.000	0.000	0.0	0.00	0.00
Magatelli / travetti	0.070	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cannicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.020	5.0	-	0.10
					G2 tot = 1.66

Tutti i correnti con luce massima pari a 2.90 m verificano alle sollecitazioni statiche.



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 220 mm
Altezza di calcolo	h = 240 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	6.40 m
Interasse	1.70 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.16 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.55 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γG1 = 1.0
Coeff. G2 sfavorevole	γG2 = 1.0
Coeff. Q sfavorevole	γQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 2.91 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 4.95 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	M _{Ed} = 25.33 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 11.99 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (V _{ed} =ql/2)	V _{Ed} = 15.83 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.45 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.90 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE		
Classe di servizio	1	
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA	
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8	
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)		
Classe	Mc C24	
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa	
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa	
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5	
Fattore di confidenza	FC = 1	
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)		
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa	94 %
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa	
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa	42 %

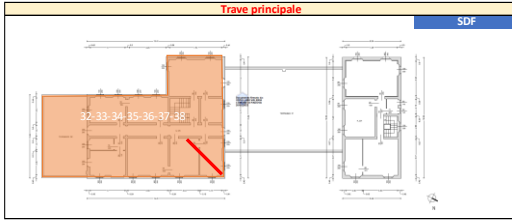


CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 220 mm
Altezza di calcolo	h = 240 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	6.40 m
Interasse	1.70 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.16 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.73 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	γG1 = 1.0
Coeff. G2 sfavorevole	γG2 = 1.0
Coeff. Q sfavorevole	γQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.08 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 5.24 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	M _{Ed} = 26.82 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 12.70 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (V _{ed} =ql/2)	V _{Ed} = 16.76 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.48 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.95 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE		
Classe di servizio	1	
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA	
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	k _{mod} = 0.8	
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)		
Classe	Mc C24	
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa	
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa	
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5	
Fattore di confidenza	FC = 1	
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)		
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa	99 %
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa	
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa	45 %

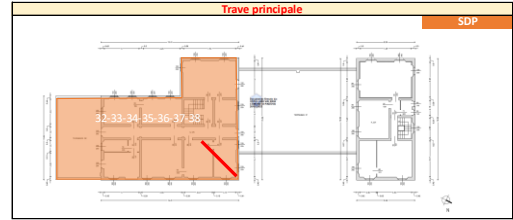
Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.000	1.0	-	0.00
Guaina	-	-	-	-	0.05
Tavole	-	0.040	15.0	-	0.60
Orditura Secondaria	0.100	0.150	5.0	1.20	0.06
Magatelli / travetti	0.070	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	20.0	-	0.00
Controsoffitto / canticciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 1.55

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Inter. [m]	G2 [kN/m ²]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.120	0.6	-	0.07
Guaina	-	-	-	-	0.05
Tavole	-	0.040	15.0	-	0.60
Orditura Secondaria	0.100	0.150	5.0	1.20	0.06
Magatelli / travetti	0.070	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / canticciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.020	5.0	-	0.10
					G2 tot = 1.73



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 220 mm
Altezza di calcolo	h = 240 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	6.40 m
Interasse	1.70 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.16 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.55 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.0
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.0
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 2.91 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 4.95 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	M _{Ed} = 25.33 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 11.99 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (V _{ed} =q l/2)	V _{Ed} = 15.83 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.45 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.90 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE		
Classe di servizio		1
Classe di durata del carico		MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale		k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)		
Classe		Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa	
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa	
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5	
Fattore di confidenza	FC = 1	
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)		
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa	94 %
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa	
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa	42 %



CALCOLO TENSIONE AGENTE	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 220 mm
Altezza di calcolo	h = 240 mm
Momento d'inerzia asse xx	J _{xx} = 253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce di calcolo	6.40 m
Interasse	1.70 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.16 kN/mq
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.73 kN/mq
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/mq
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 = 1.0
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 = 1.0
Coeff. Q sfavorevole	yQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.08 kN/mq
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	q = 5.24 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzera (Med=1/8 q l ²)	M _{Ed} = 26.82 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σ _{m,d} = 12.70 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (V _{ed} =q l/2)	V _{Ed} = 16.76 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ _d = 0.48 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ _d = 0.95 Mpa

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE		
Classe di servizio		1
Classe di durata del carico		MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale		k _{mod} = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)		
Classe		Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,k} = 14.5 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,k} = 0.4 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,k} = 21 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,k} = 2.5 Mpa	
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa	
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5	
Fattore di confidenza	FC = 1	
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)		
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa	99 %
Res. a trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,d} = 7.73 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,d} = 0.21 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,d} = 11.20 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,d} = 1.33 Mpa	
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa	45 %

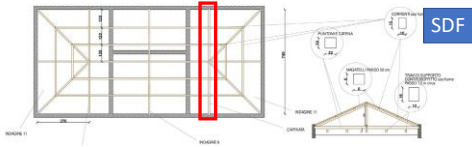
Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.000	1.0	-	0.00
Guaina	-	-	-	-	0.05
Tavole	-	0.040	15.0	-	0.60
Orditura Secondaria	0.100	0.150	5.0	1.20	0.06
Magatelli / travetti	0.070	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	20.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.000	0.0	-	0.00
					G2 tot = 1.55

Calcolo carichi permanenti non strutturali (G2)					
	Base [m]	Spessore-altezza [m]	Peso specifico [kN/m3]	Inter. [m]	G2 [kN/m2]
Manto di copertura	-	-	-	-	0.80
Isolante	-	0.120	0.6	-	0.07
Guaina	-	-	-	-	0.05
Tavole	-	0.040	15.0	-	0.60
Orditura Secondaria	0.100	0.150	5.0	1.20	0.06
Magatelli / travetti	0.070	0.060	5.0	0.50	0.04
Intonaco	-	0.000	0.0	-	0.00
Controsoffitto / cunicciato	-	-	-	-	0.00
Altri carichi	-	0.020	5.0	-	0.10
					G2 tot = 1.73

14.3.2 Capriate in legno

Si riportano le verifiche statiche.

Capriata lignea indagine 11 (comb. Breve durata)



CALCOLO TENSIONE AGENTE PUNTO 22x24cm	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 220 mm
Altezza di calcolo	h = 240 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce in proiezione orizzontale	l = 3.73 m
Pendenza della falda	p = 45.0 %
Inclinazione della falda	α = 0.42 rad
Inclinazione della falda	α = 24.23 °
Luce esatta	l' = 4.09 m
Interasse	i = 3.40 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.26 kN/m
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.86 kN/m
Carico accidentale	Q = 0.80 kN/m
Coeff. G1 sfavorevole	γG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 3.96 kN/mq
Carico distribuito ⊥ alla falda a metro quadro in comb.	q ⊥ = 3.51 kN/mq
Carico distribuito ⊥ alla falda a metro di trave in comb.	q ⊥ = 11.94 kN/m

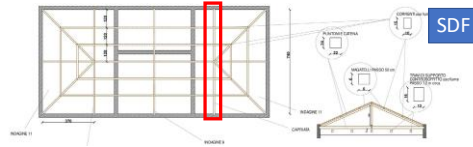
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzeria (Med=1/8 ql ²)	MEd = 24.97 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σm,d = 11.82 Mpa
Sforzo normale agente	NEd = 43.95 kN
Tensione compressione AGENTE	σc,d = 0.83 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 24.41 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τt,d = 0.69 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τt,d = 1.39 Mpa

CALCOLO TENSIONE AGENTE CAPRIATA		
Classe di servizio	1	
Classe di durata del carico	BREVE DURATA	
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.9	
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)		
Classe	Mc_C24	
Res. a flessione	fm,k = 24 Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,k = 14.5 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,k = 0.4 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,k = 21 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,k = 2.5 Mpa	
Resistenza a taglio	fv,k = 4 Mpa	
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γM = 1.5	
Fattore di confidenza	FC = 1	
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)		
Res. a flessione	fm,d = 14.40 Mpa	82 %
Res. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,d = 8.70 Mpa	10 %
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,d = 0.24 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,d = 12.60 Mpa	7 %
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,d = 1.50 Mpa	
Resistenza a taglio	fv,d = 2.40 Mpa	58 %

Verifica a pressoflessione 0.83 <=1 VERIFICATO 83 %

Capriata lignea indagine 11 (comb. permanente)



CALCOLO TENSIONE AGENTE PUNTO 22x24cm	
GEOMETRIA E SEZIONE	
Base di calcolo	b = 220 mm
Altezza di calcolo	h = 240 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx = 253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W = 2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE	
Luce in proiezione orizzontale	l = 3.73 m
Pendenza della falda	p = 45.0 %
Inclinazione della falda	α = 0.42 rad
Inclinazione della falda	α = 24.23 °
Luce esatta	l' = 4.09 m
Interasse	i = 3.40 m
Peso proprio strutturale	G1 = 0.26 kN/m
Peso proprio non strutturale	G2 = 1.86 kN/m
Carico accidentale	Q = 0.00 kN/m
Coeff. G1 sfavorevole	γG1 = 1.3
Coeff. G2 sfavorevole	γG2 = 1.3
Coeff. Q sfavorevole	γQ = 1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q = 2.76 kN/mq
Carico distribuito ⊥ alla falda a metro quadro in comb.	q ⊥ = 2.51 kN/mq
Carico distribuito ⊥ alla falda a metro di trave in comb.	q ⊥ = 8.55 kN/m

CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA	
Momento agente in mezzeria (Med=1/8 ql ²)	MEd = 17.87 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σm,d = 8.46 Mpa
Sforzo normale agente	NEd = 31.46 kN
Tensione compressione AGENTE	σc,d = 0.60 Mpa

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA	
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd = 17.48 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τt,d = 0.50 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τt,d = 0.99 Mpa

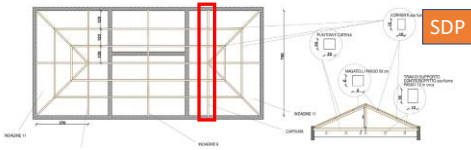
CALCOLO TENSIONE AGENTE CAPRIATA		
Classe di servizio	1	
Classe di durata del carico	PERMANENTE	
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.6	
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)		
Classe	Mc_C24	
Res. a flessione	fm,k = 24 Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,k = 14.5 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,k = 0.4 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,k = 21 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,k = 2.5 Mpa	
Resistenza a taglio	fv,k = 4 Mpa	
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γM = 1.5	
Fattore di confidenza	FC = 1	
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)		
Res. a flessione	fm,d = 9.60 Mpa	88 %
Res. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,d = 5.80 Mpa	10 %
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,d = 0.16 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,d = 8.40 Mpa	7 %
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,d = 1.00 Mpa	
Resistenza a taglio	fv,d = 1.60 Mpa	62 %

Verifica a pressoflessione 0.89 <=1 VERIFICATO 89 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali per verifica orditura 1°					
	sp [m]	peso specifico [kN/m ³]	b [m]	interasse [m]	g2 [kN/m ²]
Coppi	-	-	-	-	0.8
Isolante	0	0	-	-	0
Guaine	0.01	10	-	-	0.1
Tavole	0.04	18.0	-	-	0.72
Morali	0.06	5.0	0.06	0.5	0.04
Cannocciato	-	-	-	-	0.2
totale g2			1.86		

Calcolo carichi permanenti non strutturali per verifica orditura 1°					
	sp [m]	peso specifico [kN/m ³]	b [m]	interasse [m]	g2 [kN/m ²]
Coppi	-	-	-	-	0.8
Isolante	0	0	-	-	0
Guaine	0.01	10	-	-	0.1
Tavole	0.04	18.0	-	-	0.72
Morali	0.06	5.0	0.06	0.5	0.04
Cannocciato	-	-	-	-	0.2
totale g2			1.86		

Capriata lignea indagine 11 (comb. Breve durata)

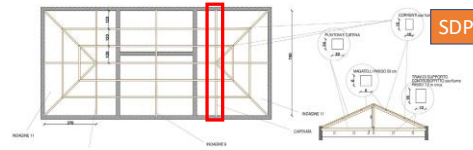


CALCOLO TENSIONE AGENTE PUNTO 22x24cm		
GEOMETRIA E SEZIONE		
Base di calcolo	b =	220 mm
Altezza di calcolo	h =	240 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx =	253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W =	2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE		
Luce in proiezione orizzontale	l =	3.73 m
Pendenza della falda	p =	45.0 %
Inclinazione della falda	α =	0.42 rad
Inclinazione della falda	α =	24.23 °
Luce esatta	l' =	4.09 m
Interasse	i =	3.40 m
Peso proprio strutturale	G1 =	0.26 kN/m
Peso proprio non strutturale	G2 =	1.94 kN/m
Carico accidentale	Q =	0.80 kN/m
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 =	1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 =	1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ =	1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q =	4.06 kN/mq
Carico distribuito ⊥ alla falda a metro quadro in comb.	q ⊥ =	3.61 kN/mq
Carico distribuito ⊥ alla falda a metro di trave in comb.	q ⊥ =	12.26 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA		
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd =	25.64 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σm,d =	12.14 Mpa
Sforzo normale agente	NEd =	45.13 kN
Tensione compressione AGENTE	σc,d =	0.85 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA		
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd =	25.07 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ,d =	0.71 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ,d =	1.42 Mpa

CALCOLO TENSIONE AGENTE CAPRIATA			
Classe di servizio	1		
Classe di durata del carico	BREVE DURATA		
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod =	0.9	
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)			
Classe	Mc C24		
Res. a flessione	fm,k =	24 Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,k =	14.5 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,k =	0.4 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,k =	21 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,k =	2.5 Mpa	
Resistenza a taglio	fv,k =	4 Mpa	
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γM =	1.5	
Fattore di confidenza	FC =	1	
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)			
Res. a flessione	fm,d =	14.40 Mpa	84 %
Res. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,d =	8.70 Mpa	10 %
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,d =	0.24 Mpa	7 %
Res. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,d =	12.60 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,d =	1.50 Mpa	
Resistenza a taglio	fv,d =	2.40 Mpa	59 %
Verifica a pressoflessione	0.85	<=1 VERIFICATO	85 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali per verifica orditura 1 ^a					
	sp [m]	peso specifico [kN/m ³]	b [m]	interasse [m]	g2 [kN/m ²]
Coppi	-	-	-	-	0.8
Isolante	0.2	0.4	-	-	0.08
Guaine	0.01	10	-	-	0.1
Tavole	0.04	18.0	-	-	0.72
Morali	0.06	5.0	0.06	0.5	0.04
Cannocciato	-	-	-	-	0.2
totale g2					1.94

Capriata lignea indagine 11 (comb. permanente)





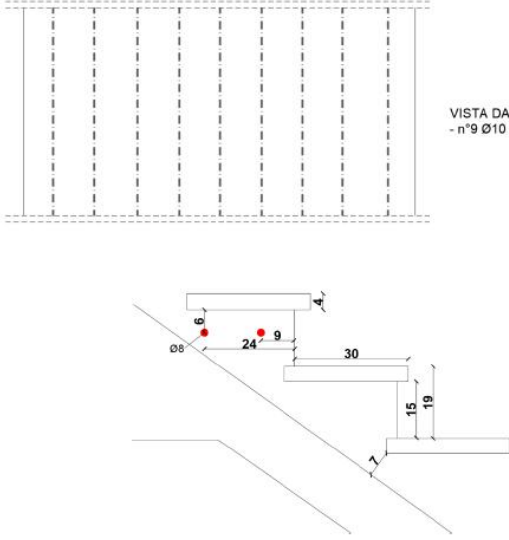


CALCOLO TENSIONE AGENTE PUNTO 22x24cm		
GEOMETRIA E SEZIONE		
Base di calcolo	b =	220 mm
Altezza di calcolo	h =	240 mm
Momento d'inerzia asse xx	Jxx =	253'440'000 mm ⁴
Modulo di resistenza	W =	2'112'000 mm ³
AZIONI SULLA TRAVE		
Luce in proiezione orizzontale	l =	3.73 m
Pendenza della falda	p =	45.0 %
Inclinazione della falda	α =	0.42 rad
Inclinazione della falda	α =	24.23 °
Luce esatta	l' =	4.09 m
Interasse	i =	3.40 m
Peso proprio strutturale	G1 =	0.26 kN/m
Peso proprio non strutturale	G2 =	1.94 kN/m
Carico accidentale	Q =	0.00 kN/m
Coeff. G1 sfavorevole	yG1 =	1.3
Coeff. G2 sfavorevole	yG2 =	1.3
Coeff. Q sfavorevole	yQ =	1.5
Carico distribuito a metro quadro in comb. SLU	q =	2.86 kN/mq
Carico distribuito ⊥ alla falda a metro quadro in comb.	q ⊥ =	2.61 kN/mq
Carico distribuito ⊥ alla falda a metro di trave in comb.	q ⊥ =	8.87 kN/m
CALCOLO TENSIONE NORMALE MASSIMA		
Momento agente in mezzera (Med=1/8 ql ²)	MEd =	18.54 kN*m
Tensione flessionale AGENTE	σm,d =	8.78 Mpa
Sforzo normale agente	NEd =	32.64 kN
Tensione compressione AGENTE	σc,d =	0.62 Mpa
CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA		
Taglio agente agli appoggi (Ved=ql/2)	VEd =	18.14 kN
Tensione tangenziale AGENTE	τ,d =	0.52 Mpa
Tensione tangenziale AGENTE (sezione fessurata)	τ,d =	1.03 Mpa

CALCOLO TENSIONE AGENTE CAPRIATA			
Classe di servizio	1		
Classe di durata del carico	PERMANENTE		
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod =	0.6	
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)			
Classe	Mc C24		
Res. a flessione	fm,k =	24 Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,k =	14.5 Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,k =	0.4 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,k =	21 Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,k =	2.5 Mpa	
Resistenza a taglio	fv,k =	4 Mpa	
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γM =	1.5	
Fattore di confidenza	FC =	1	
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)			
Res. a flessione	fm,d =	9.60 Mpa	91 %
Res. a trazione parallela alla fibratura	ft,0,d =	5.80 Mpa	11 %
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	ft,90,d =	0.16 Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura	fc,0,d =	8.40 Mpa	7 %
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura	fc,90,d =	1.00 Mpa	
Resistenza a taglio	fv,d =	1.60 Mpa	64 %
Verifica a pressoflessione	0.92	<=1 VERIFICATO	92 %

Calcolo carichi permanenti non strutturali per verifica orditura 1 ^a					
	sp [m]	peso specifico [kN/m ³]	b [m]	interasse [m]	g2 [kN/m ²]
Coppi	-	-	-	-	0.8
Isolante	0.2	0.4	-	-	0.08
Guaine	0.01	10	-	-	0.1
Tavole	0.04	18.0	-	-	0.72
Morali	0.06	5.0	0.06	0.5	0.04
Cannocciato	-	-	-	-	0.2
totale g2					1.94

14.4 VERIFICHE STATICHE RAMPE SCALE

Si riporta di seguito un estratto delle indagini effettuate.

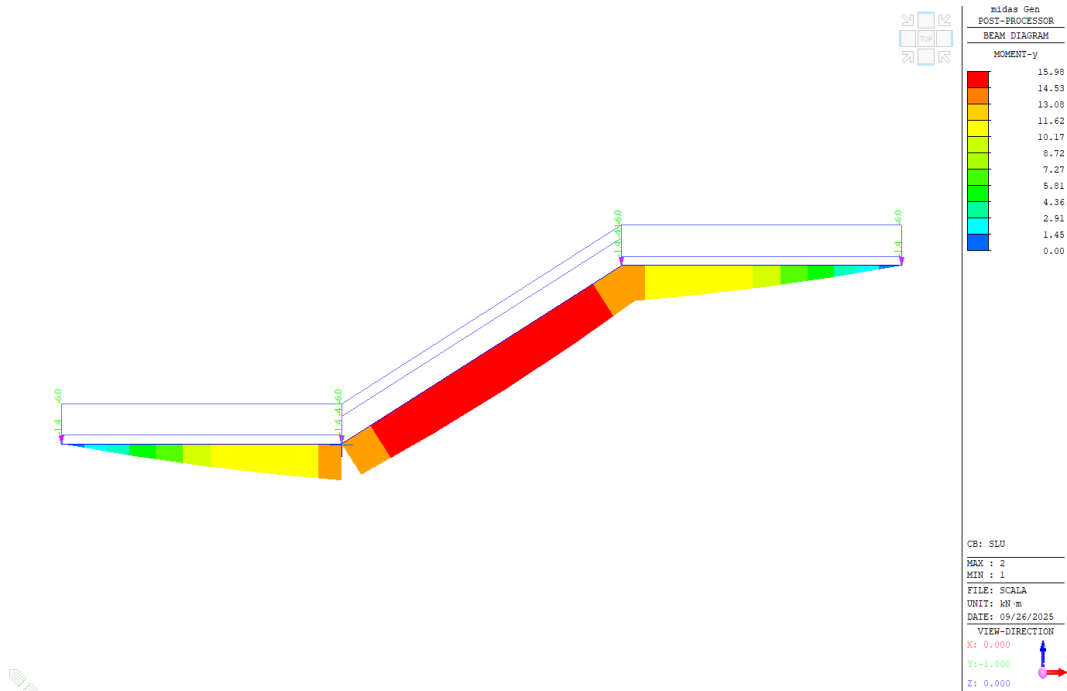
<p>INDAGINE 7 <i>Scarifica rampa scale</i></p>	
<p>Eseguita scarifica su rampa scale, a seguito di indagini pacometriche. Rilevati 9 ferri longitudinali Ø10mm CF 20mm e due ferri Ø8mm in senso trasversale, al di sotto di ogni marmo di calpestio.</p>	
	
<p>INDAGINE 7 <i>Indagine pacometrica su scale</i></p>	
<p>Rampe di scale armate con 9 ferri lisci Ø10 mm e CF20 mm nel senso longitudinale, ogni 10 cm circa. Trasversalmente ogni gradino presenta due ferri Ø8mm come in figura.</p>	
 <p>VISTA DA SOTTO: - n°9 Ø10 lisci /10cm C.F.20mm</p>	
	

Estratto indagini

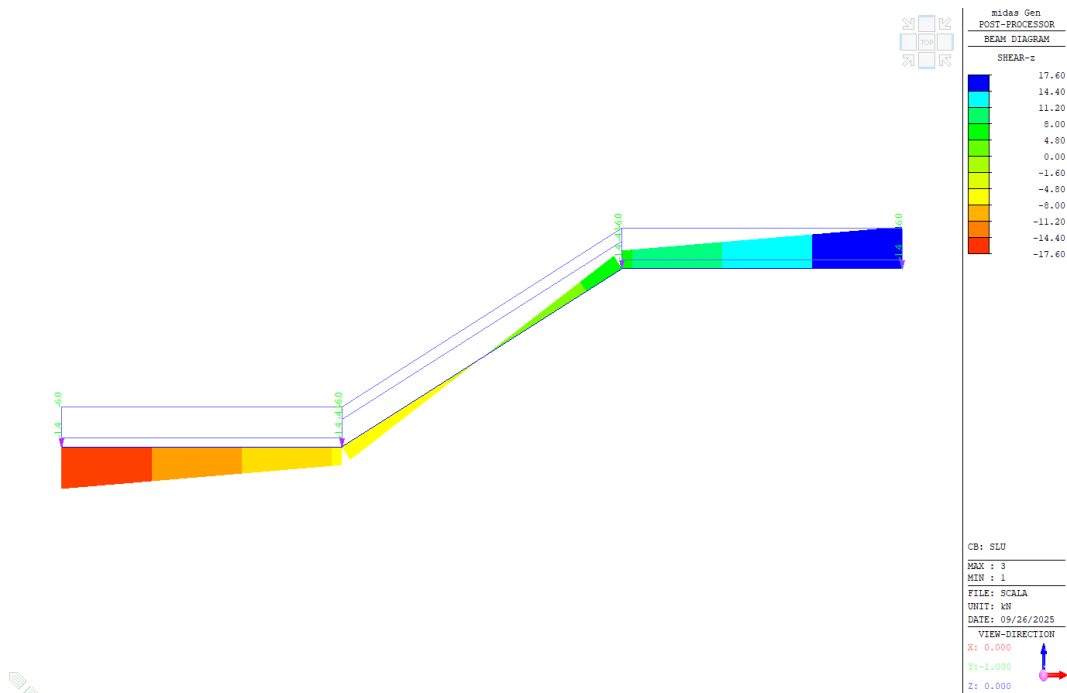
Si riporta l'analisi dei carichi per la zona in oggetto.

- $G_1 = 1.25 \text{ kN/mq}$
- $G_2 = 1.10 \text{ kN/mq}$ sui pianerottoli (intonaco, pavimento in marmo)
- $G_2 = 3.10 \text{ kN/mq}$ (intonaco, gradini in marmo, cls gradini)
- $Q = 4.00 \text{ kN/mq}$

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti.



Momento flettente



Taglio

Si riporta di seguito la verifica a flessione.

Verifica

$M_{Rd} = 4.38 \text{ kNm} < M_{Sd} = 15.98 \text{ kNm}$

Come si nota, la **verifica** risulta **non soddisfatta**.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

geometria:	
H =	50 mm altezza elemento
b =	1000 mm larghezza elemento
c =	20 mm copriferro ambo i lati
d =	30 mm altezza utile
Asl =	707 mmq area arm long trazione Morsch
ρ =	0.0200
k =	2.00
N =	0 kN sforzo normale di compressione
σ_{cp} =	0.00 MPa tensione media di compressione nella sezione
materiali:	
R_{ck} =	15.31 MPa
f_{ck} =	12.71 MPa
f_{cd} =	7.20 MPa
f'_{cd} =	3.60 MPa
f_{ctm} =	1.63 MPa
f_{ctk} =	1.14 MPa
f_{ctd} =	0.76 MPa
v_{min} =	0.35
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica	
V_{sd} =	17.60 kN < V_{Rd1} = 21.17 kN OK

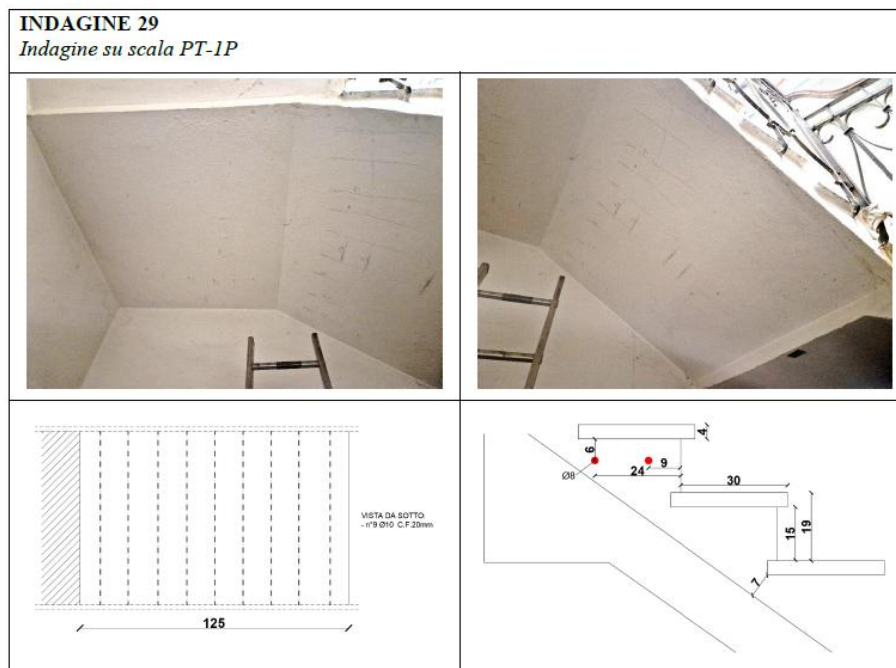
ARMATURA TESA

n = **9**
 Φ = **10** mm
A = **707** mmq

Verifica

Come si nota, la **verifica** risulta **soddisfatta**.

Si riporta di seguito un estratto delle indagini effettuate.

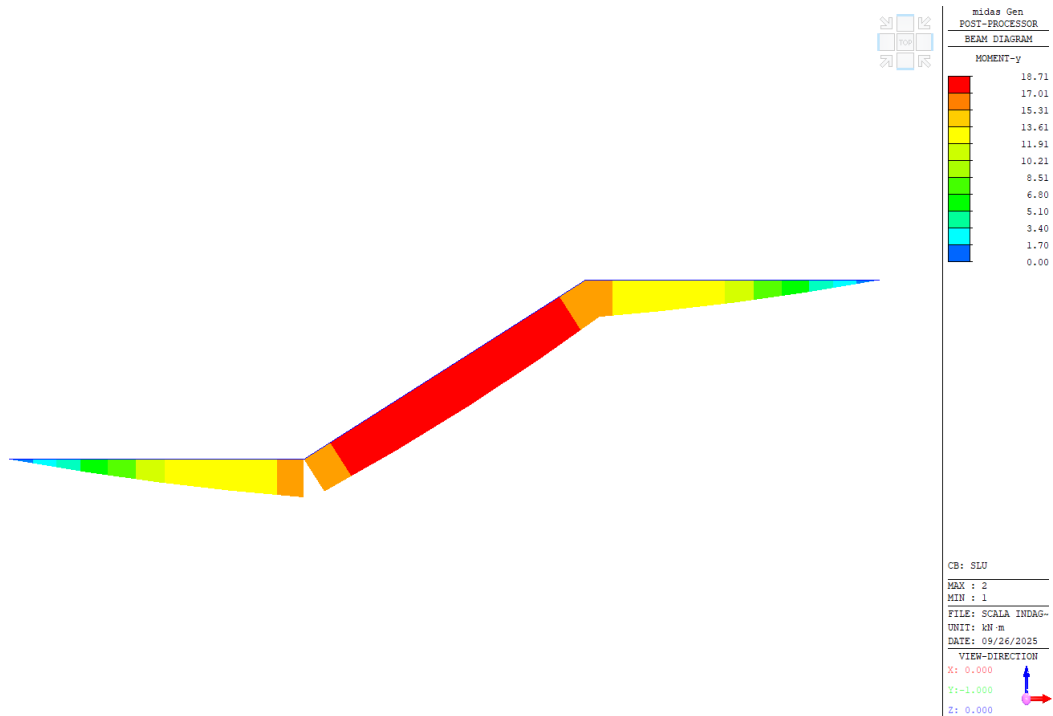


Estratto indagini

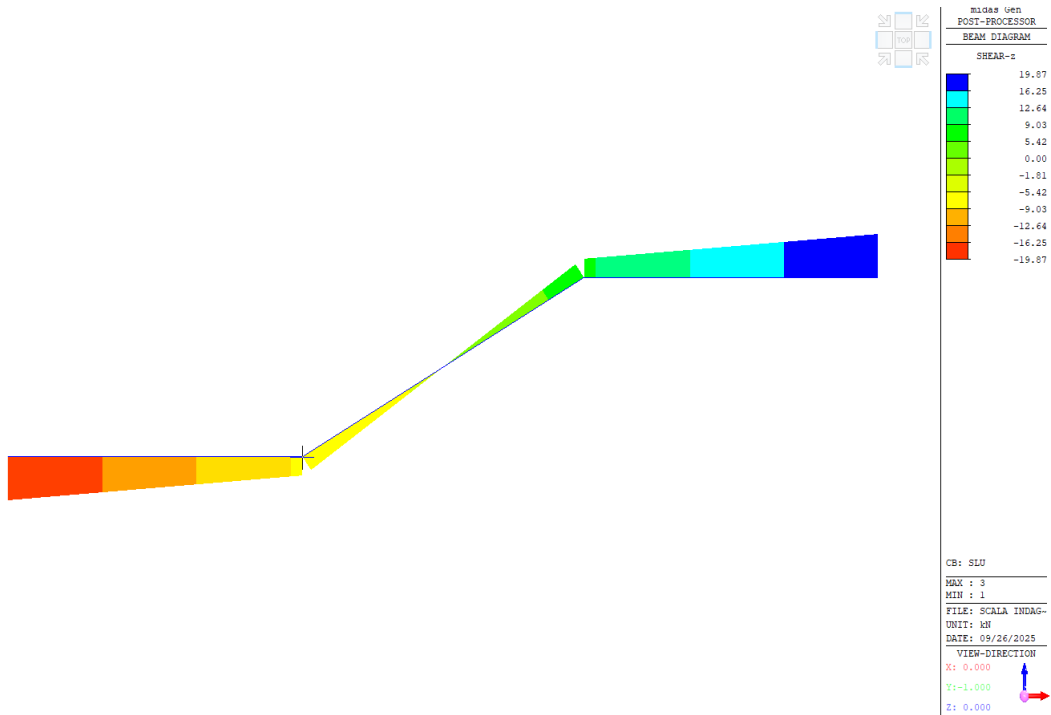
Si riporta l'analisi dei carichi per la zona in oggetto.

- $G_1 = 1.25 \text{ kN/mq}$
- $G_2 = 1.10 \text{ kN/mq}$ sui pianerottoli (intonaco, pavimento in marmo)
- $G_2 = 3.10 \text{ kN/mq}$ (intonaco, gradini in marmo, cls gradini)
- $Q = 4.00 \text{ kN/mq}$

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti.



Momento flettente



Taglio

Si riporta di seguito la verifica a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Mrd scala 29

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 - Strutture esistenti ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	5	1	7.070001	3

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Retta Deviata

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

Ex Macello Ex Macello

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	200 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	12.71
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	125 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

L₀ cm
 N° rett.
 Col. modello
 Precompresso

Verifica

$MRd=3.59 \text{ kNm} < MSd=18.71 \text{ kNm}$

Come si nota, la **verifica** risulta **non soddisfatta**.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

geometria:			
H =	50 mm	altezza elemento	
b =	1000 mm	larghezza elemento	
c =	20 mm	copriferro ambo i lati	
d =	30 mm	altezza utile	
Asl =	707 mmq	area arm long trazione Morsch	
ρ =	0.0200		
k =	2.00		
N =	0 kN	sforzo normale di compressione	
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione	
materiali:			
R_{ck} =	15.31 MPa	F_{yk} =	230 MPa
f_{ck} =	12.71 MPa	f_{yd} =	200 MPa
f_{cd} =	7.20 MPa		
f'_{cd} =	3.60 MPa		
f_{ctm} =	1.63 MPa		
f_{ctk} =	1.14 MPa		
f_{ctd} =	0.76 MPa		
v_{min} =	0.35		
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica			
V_{sd} =	19.07 kN	<	V_{Rd1} = 21.17 kN OK

ARMATURA TESA

n = **9**
 Φ = **10** mm
A = 707 mmq

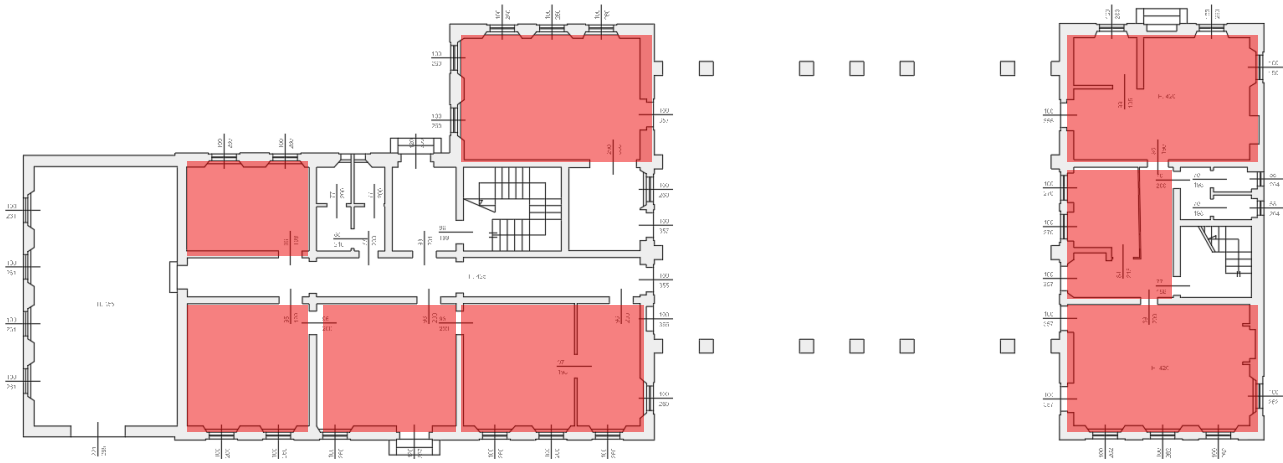
Verifica

Come si nota, la **verifica** risulta **soddisfatta**.

14.5 RIEPILOGO DELLE CRITICITÀ STATICHE

14.5.1 Orizzontamenti in legno

Si riepilogano di seguito le zone che presentano criticità dal punto di vista statico.

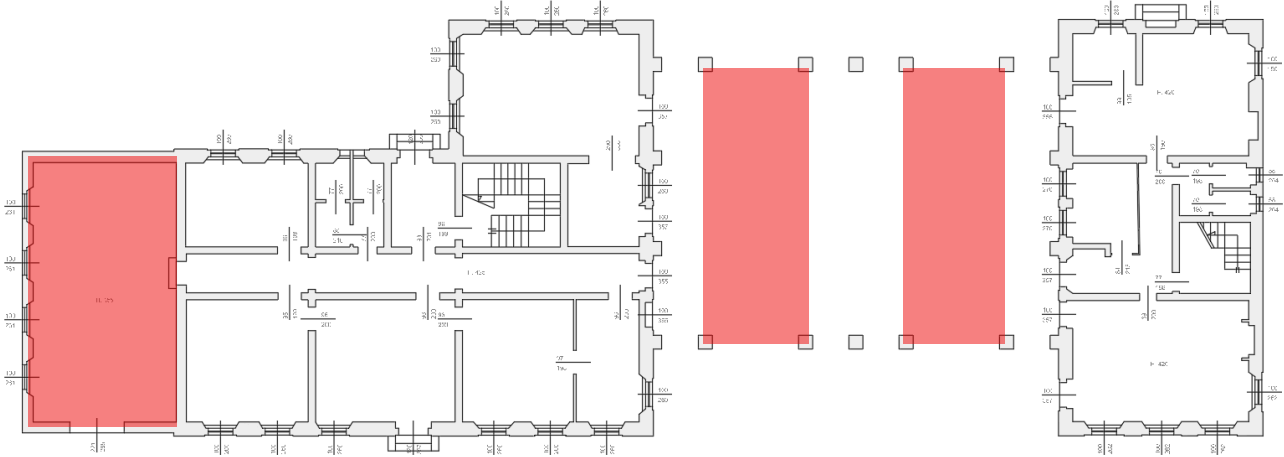


Calpestio piano primo

14.5.2 Orizzontamenti in c.a.

14.5.2.1 Solette c.a.

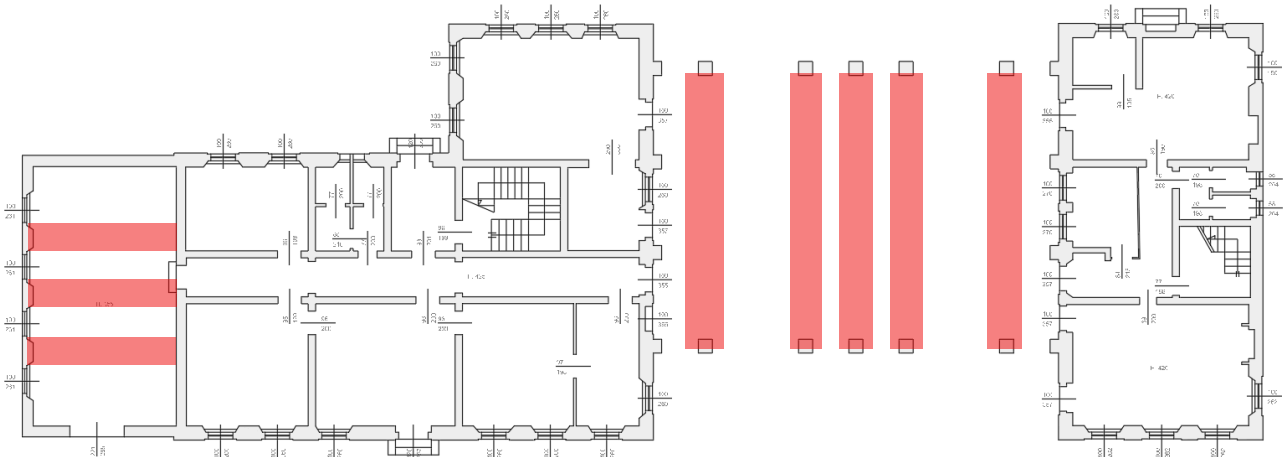
Si riepilogano di seguito le zone che presentano criticità dal punto di vista statico.



Calpestio piano primo

14.5.2.2 Travi c.a.

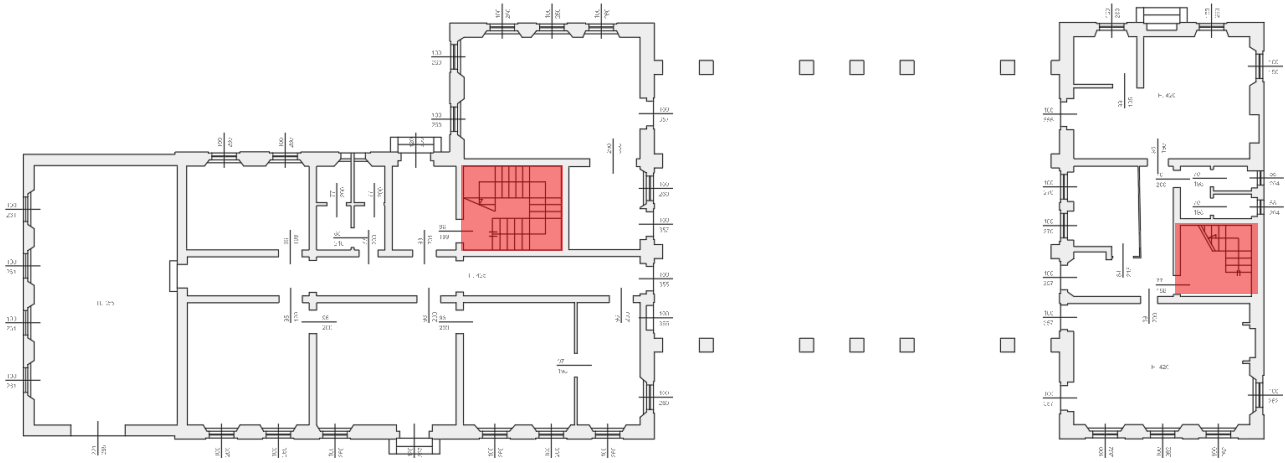
Si riepilogano di seguito le zone che presentano criticità dal punto di vista statico.



Calpestio piano primo

14.5.3 Rampe scale

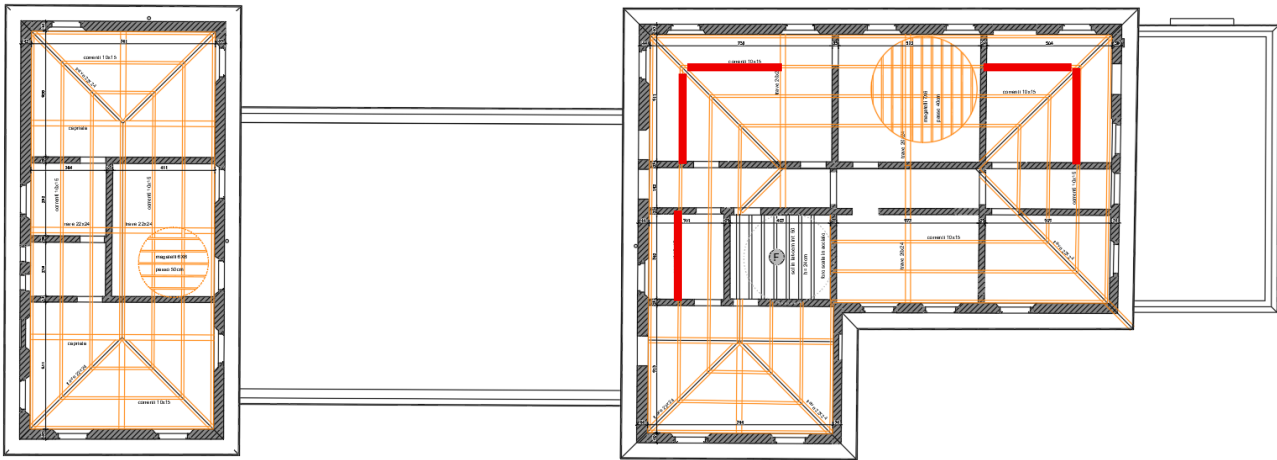
Si riepilogano di seguito le zone che presentano criticità dal punto di vista statico.



Zone in evidenza

14.5.4 Copertura

Si riepilogano di seguito gli elementi che presentano criticità dal punto di vista statico.



Copertura

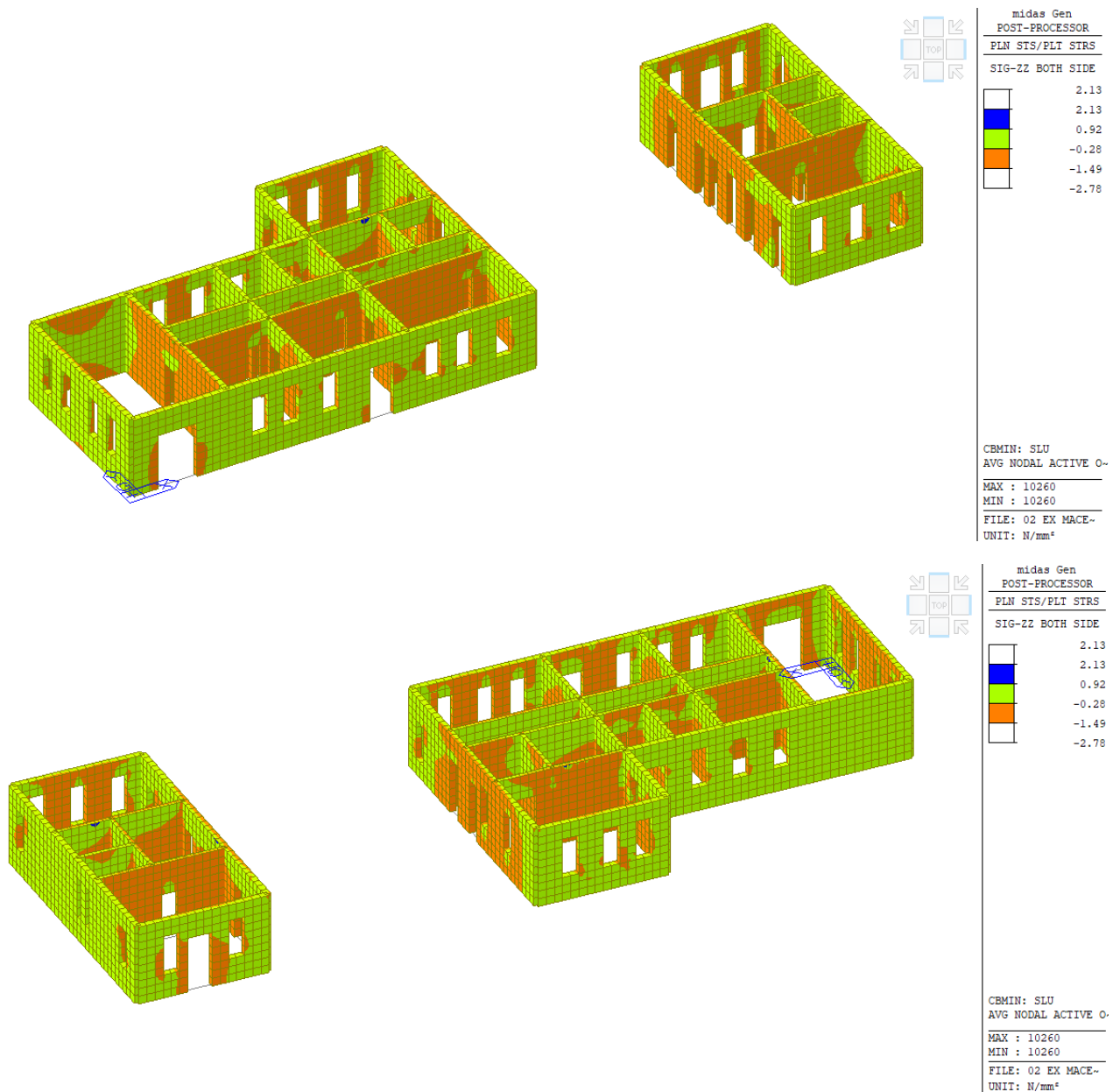
14.6 VERIFICA STATICA STRUTTURE VERTICALI

14.6.1 Muratura

Si riportano di seguito le verifiche statiche delle strutture verticali in muratura.

Si riportano i valori massimi di tensione verticale agente in corrispondenza delle murature, limitando il valore della tensione a quello riportato in precedenza per le verifiche statiche.

14.6.1.1 Murature da fondazioni a calpestio piano primo

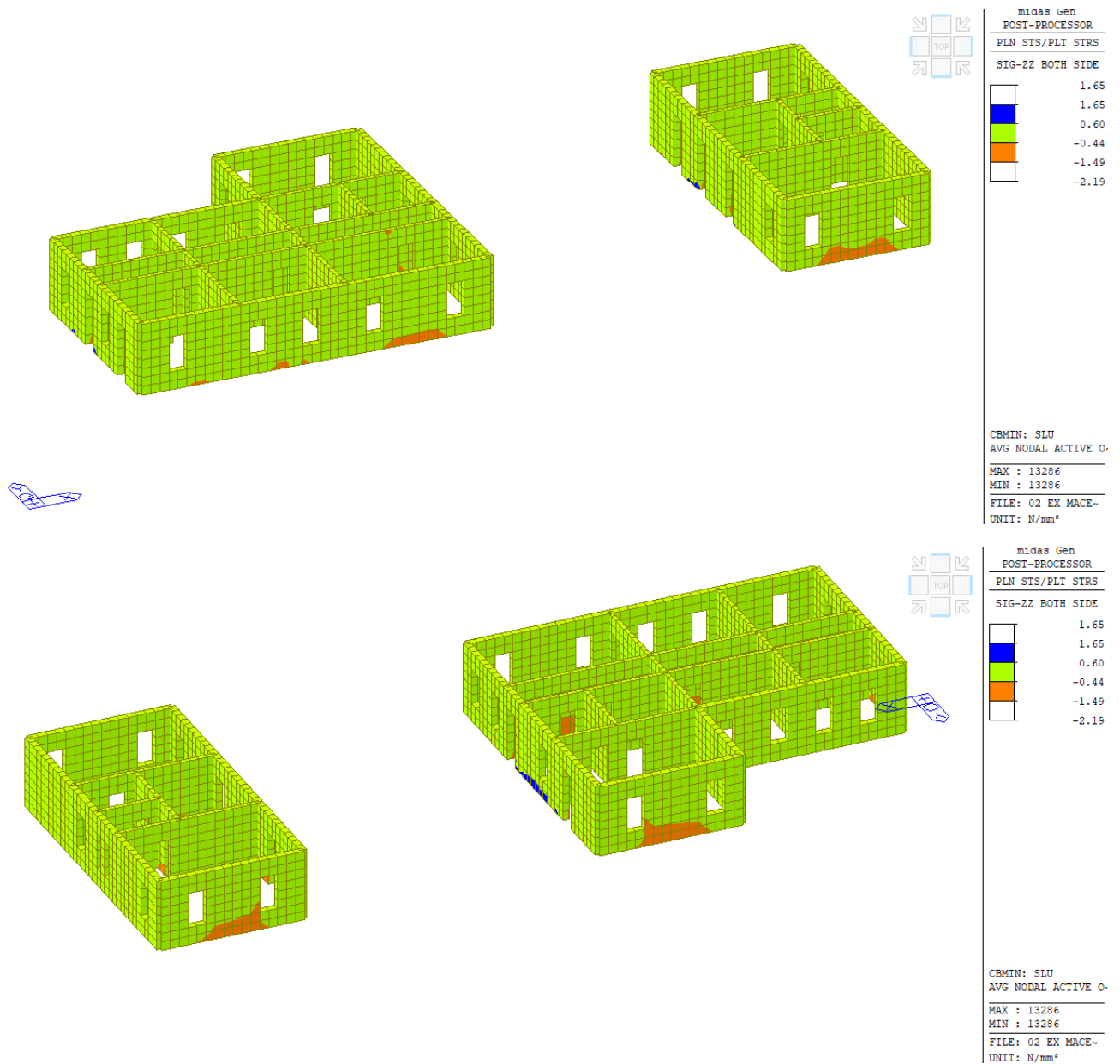


Tensioni verticali (MPa)

Come si nota, la tensione massima agente allo SLU risulta in ogni punto inferiore al valore limite resistente.

Le verifiche risultano quindi **soddisfatte**.

14.6.1.2 Murature da calpestio piano primo a copertura

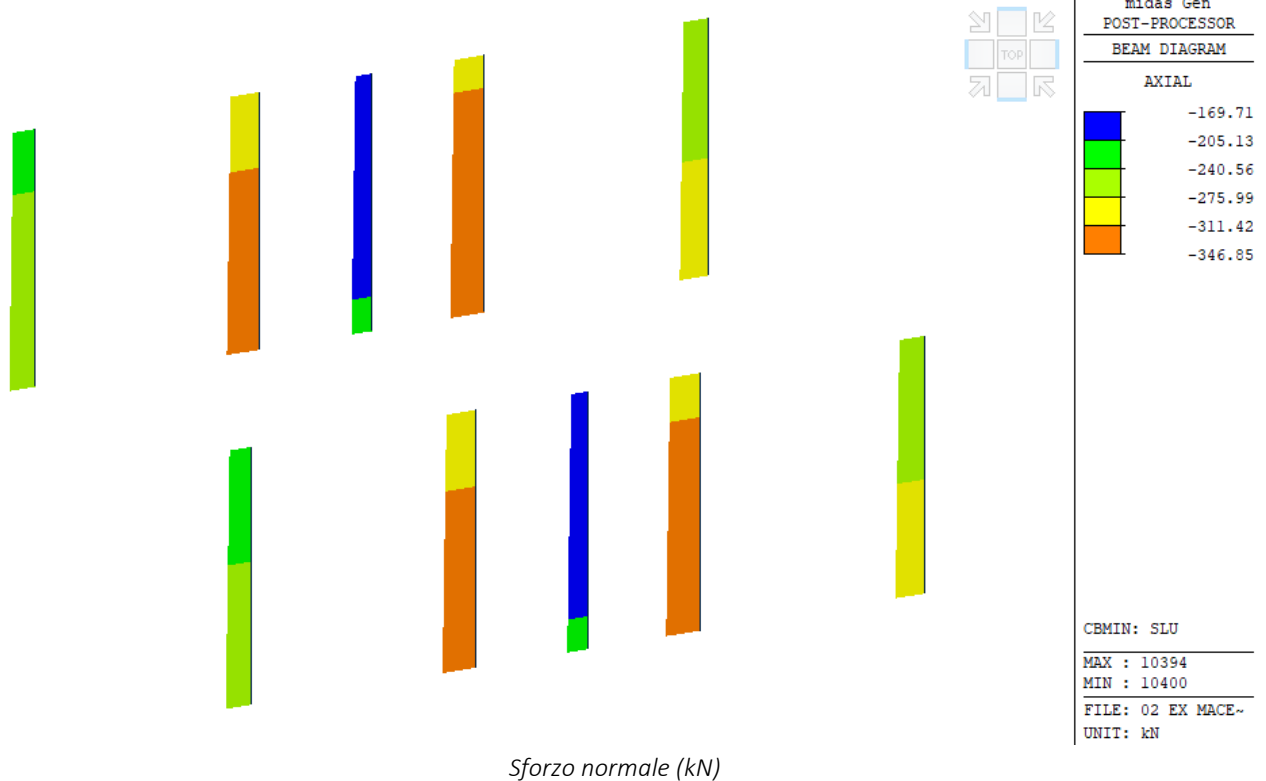


Tensioni verticali (MPa)

Come si nota, la tensione massima agente allo SLU risulta in ogni punto inferiore al valore limite resistente. Le verifiche risultano quindi **soddisfatte**.

14.6.2 Calcestruzzo

Si riportano di seguito le verifiche statiche dei pilastri in c.a.



Come si nota, lo sforzo massimo di compressione è pari a $N = 347 \text{ kN}$.

Considerando la tensione limite determinata in precedenza e pari a $f_{cd} = 12.71 \text{ MPa}$, e la sezione dei pilastri assunta pari a $50 \times 50 \text{ cm}$, si ha uno sforzo di compressione resistente pari a $N_{Rd} = 3177.5 \text{ kN}$.

La **verifica** risulta quindi **soddisfatta**.

15 VULNERABILITÀ SISMICA

15.1 METODO DI ANALISI

La verifica sismica si compone di una prima fase (riportata nella presente) dove vi è lo studio dello stato di fatto, mentre la seconda fase è riportata nella relazione di calcolo degli interventi dove viene analizzato lo scenario nello stato di progetto.

Per la valutazione del **livello di sicurezza** la normativa prevede l'impiego di un **coefficiente ζ_E** che è dato dal **rapporto fra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica di progetto che si utilizzerebbe nel caso di una nuova costruzione** (rif. Cap 8.3 NTC 2018).

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

$$\zeta_E = \frac{\text{Azione sismica massima sopportabile dalla struttura}}{\text{Azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione}}$$

Nel caso in cui l'edificio manifesti **criticità** nei riguardi dei **meccanismi locali di collasso** (che si traducono in un indice di rischio sismico nello stato di fatto inferiore all'unità) sarà doveroso **intervenire per eliminare completamente tali carenze**; infatti, in presenza di vulnerabilità dal punto di vista locale, l'edificio non è in grado di manifestare un comportamento d'insieme.

Successivamente, la valutazione della sicurezza nei confronti delle sollecitazioni sismiche riguarderà la struttura nel suo insieme, per la determinazione dell'indice di rischio nello stato di progetto nel quale i meccanismi locali di collasso risultano impediti.

Il **miglioramento sismico di beni culturali esistenti di classe d'uso III**, come previsto dalle NTC2018, può essere volto al raggiungimento di un **coefficiente di sicurezza globale inferiore a 0.6**.

Si riporta quanto contenuto all'interno del § 8.4.2 delle NTC 2018:

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E = 1,0$.

Si riporta inoltre quanto contenuto all'interno del § C8.4.2 della Circ. Espl.:

L'intervento di miglioramento è finalizzato a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione.

In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

L'intervento di miglioramento può essere effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali, indicativamente ma non esaustivamente, le azioni del vento, le azioni sismiche, le azioni gravitazionali, fermi restando gli obblighi indicati al § C.8.3.

Come specificato nel § 8.3 delle NTC, per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Essa riguarderà necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 può essere minore dell'unità; in particolare, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II

Si riportano alcuni estratti della “Direttiva del Presidente del Consiglio dei ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”, DPCM 09/02/2011:

L'obiettivo è evitare opere superflue, favorendo quindi il criterio del minimo intervento, ma anche evidenziare i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo. La valutazione delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di determinati stati limite consente infatti, da un lato di giudicare se l'intervento progettato è realmente efficace (dal confronto tra lo stato attuale e quello di progetto), dall'altro fornisce una misura del livello di sicurezza sismica del manufatto a valle dell'intervento (in termini di vita nominale). Da questa impostazione risulta che spesso è opportuno accettare consapevolmente un livello di rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire in modo contrario ai criteri di conservazione del patrimonio culturale.

[...]

Per i beni di interesse culturale esposti ad azioni sismiche, fermo restando che è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza (comma 4 dell'art. 29 del D.lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 “Codice dei beni culturali e del paesaggio”; punto 8.4 delle NTC), appare comunque opportuno definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo è necessario definire:

[...]

La vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (**anche inferiore a 50 anni**) consentirà **comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni.**

Ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo; **al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive. La pericolosità sismica**

da usarsi per la prossima verifica dovrà ovviamente tenere conto del tempo che è passato; nel caso in cui la mappa di pericolosità disponibile dovesse essere ancora non dipendente dal tempo trascorso dall'ultimo terremoto significativo (modello poissoniano), nella definizione del periodo di riferimento si dovrà considerare anche il tempo trascorso dalla prima verifica. In occasione di questa seconda verifica potrebbe però non risultare possibile raggiungere i livelli richiesti dalla nuova vita nominale con interventi compatibili con la conservazione. In questo caso, come previsto dalle NTC per i beni tutelati, sarà ancora possibile limitarsi ad interventi di miglioramento, ma analogamente a quanto richiesto per i beni non tutelati quando non si raggiunge l'adeguamento, "il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione" (punto 8.3 delle NTC).

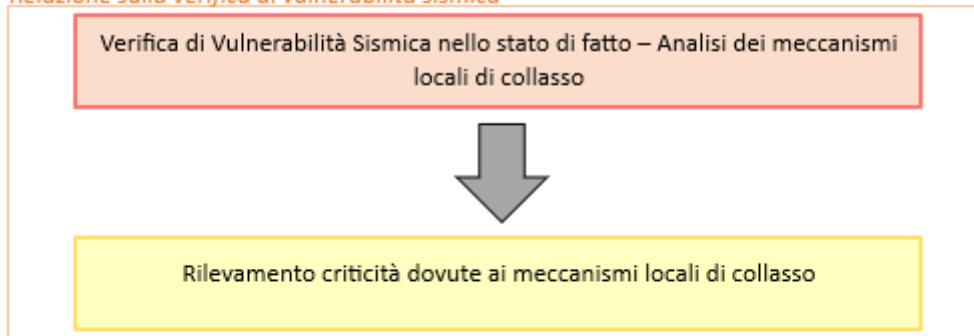
[...]

Coerentemente con il fatto che per un bene culturale non è prescritto il raggiungimento di un prefissato livello di sicurezza (**le NTC assumono che per le opere ordinarie l'adeguamento sismico sia conseguito assumendo $V_N \geq 50$ anni**), garantire l'intervento per una vita nominale minore significa **accettare di dover provvedere ad una nuova verifica entro tale termine, oltre a prevedere un idoneo programma di monitoraggio e, nei casi di edifici con funzione strategica o sociale, eventuali provvedimenti per garantire la sicurezza (limitazioni dell'accessibilità, sistemi di**

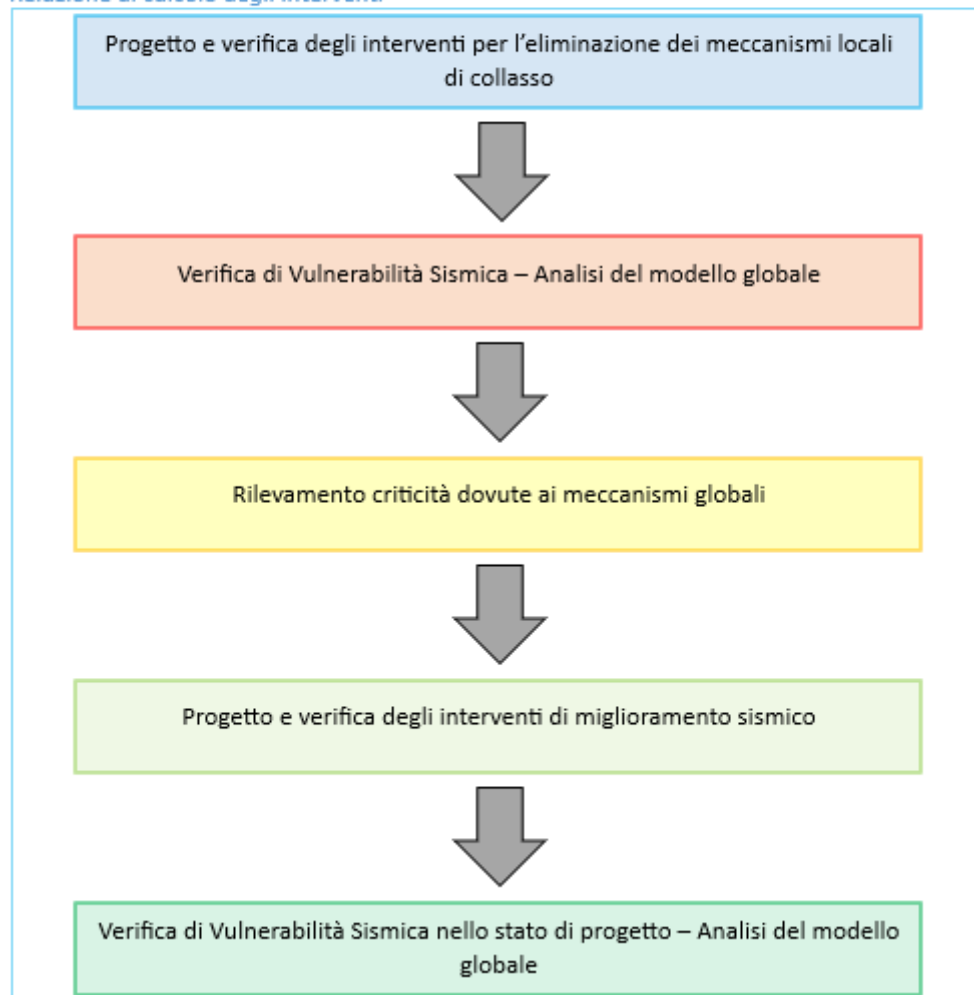
protezione per gli occupanti, ecc.). Secondo tale principio, valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato.

Si riporta di seguito lo schema di verifica utilizzato.

Relazione sulla verifica di vulnerabilità sismica



Relazione di calcolo degli interventi



Si riepiloga quindi il metodo di analisi per il bene tutelato in oggetto.

Meccanismi locali di collasso		
$\zeta_E < 1.0$	livello di sicurezza sismica NON ACCETTABILE	Necessari interventi di eliminazione dei meccanismi locali di collasso
$\zeta_E \geq 1.0$	livello di sicurezza sismica ACCETTABILE	Non necessari interventi di eliminazione dei meccanismi locali di collasso

Meccanismi globali		
$\zeta_E < 0.6$	livello di sicurezza sismica ACCETTABILE	Non necessari interventi di miglioramento o adeguamento sismico globale

15.2 ANALISI LV2 – MECCANISMI DI COLLASSO LOCALI

Date le caratteristiche dell'edificio esaminato, risulta necessario valutare la vulnerabilità dello stesso nei confronti dei meccanismi locali di collasso, i quali interessano porzioni della struttura: essi possono essere di vario tipo, ad esempio ribaltamento semplice di parete, ribaltamento del cantonale, flessione orizzontale/verticale di parete.

L'attivazione degli stessi avviene prevalentemente in seguito all'azione di forze perpendicolari al piano medio dei maschi murari, e la facilità con la quale essi si manifestano dipende da:

- qualità della tessitura muraria
- ammorsamento tra pareti
- qualità del collegamento tra gli impalcati e le murature
- presenza o meno di catene atte ad eliminare le spinte.

Ogni meccanismo locale di corpo rigido può essere descritto da un insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili, tra loro collegati attraverso vincoli interni (sconnessioni, quali ad esempio cerniere o bielle, che lasciano liberi uno o più gradi di libertà relativi) ed elementi di connessione (rigidi o elastici, lisci o attritivi), che simulano l'eventuale presenza di catene metalliche, travi o ammorsamenti murari; sono inoltre presenti vincoli esterni che simulano il collegamento della porzione interessata dal meccanismo con il resto della costruzione.

Per le verifiche che seguono, l'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica a un grado di libertà, il cui atto di moto può essere descritto da un parametro di spostamento (o rotazione) virtuale infinitesimo.

Le ipotesi adottate per modellare i meccanismi locali analizzati sono le seguenti:

- Resistenza a trazione della muratura nulla
- Scorrimento tra i blocchi assente
- Resistenza a compressione della muratura infinita

Nel calcolo dei meccanismi locali sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- Fattore di comportamento SLV q (SLV) = 2,0
- Fattore di comportamento allo SLD q (SLD) = 1,0
- Fattore di confidenza FC = 1.35

Qualora non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura e dell'arretramento della cerniera nel calcolo dei meccanismi, il fattore di confidenza associato ai meccanismi locali di collasso è cautelativamente quello relativo all'LC1 e quindi pari a $FC = 1.35$, come contenuto al § C8.7.1.2.1.3.

15.2.1 Ribaltamento semplice RB01

Si riporta l'analisi dei meccanismi locali di collasso in assenza di vincoli, nella configurazione attuale di solai non in grado di contrastare in maniera efficace tali meccanismi.



Pianta e prospetto del macroelemento analizzato

PARAMETRI GEOMETRICI MASCHIO						
	piano 1	piano 2	piano 3	piano 4	piano 5	piano 6
Larghezza maschio [m]	2.1	2.1				
Spessore maschio [m]	0.38	0.38				
Altezza piano [m]	5	4				

Dati geometrici maschio murario

CARICO ORIZZONTAMENTI						
Ψ_{21}	0.6	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80
	Orizz 1 (Solaio)	Orizz 2 (copertura)	Orizz 3	Orizz 4	Orizz 5	Orizz 6
G1 [kN/mq]	0.4	0.1	0	0		
G2 [kN/mq]	2.5	1.8	0	0		
Q [kN/mq]	3	0.8	0	0		
G1+G2+ $\Psi\Sigma Q$ [kN/mq]	4.7	1.9	0	0	0	
Luce influenza solaio [m]	2.50	2.50	0.00	0.00	6	6
Area influenza solaio [mq]	5.25	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00
appoggio su muratura	0.19	0.19	0.00	0	0	0

Carichi orizzontamenti

PARAMETRI SISMICI - SLD		PARAMETRI SISMICI - SLV	
Categoria suolo	C	Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1	Categoria topografica	T1
q	1	q	2
S _s	1.5	S _s	1.5
S _T	1	S _T	1
S	1.5	S	1.5
a _g (PVR) [g]	0.042	a _g (PVR) [g]	0.094
F ₀	2.532	F ₀	2.631
T _C * [sec]	0.278	T _C * [sec]	0.346
η	1.00	η	1.00
C _c	1.602	C _c	1.490
C1	0.05	C1	0.05
T1	0.260	T1	0.260

Parametri sismici agli stati limite SLD e SLV

15.2.1.1 Ribaltamento attorno cerniera piano 0

VERIFICA DI RIBALTAMENTO ATTORNO ALLA CERNIERA DEL PIANO 0						
Pesi e Posizione baricentri pesi						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Peso maschi [kN]	71.8	57.5	0.0	0.00	0	0
Hp [m]	2.5	7	9	9	9	9
Xp [m]	0.19	0.19	0	0	0	0
	O1	O2	O3	O4	O5	O6
Peso orizzontamenti [kN]	24.68	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00
H _N [m]	5	9	9	9	9	9
X _N [m]	0.32	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00

Altezza complessiva parete [m]	9.00	[m]
--------------------------------	------	-----

M ribaltante	794.89 [kNm]
M stabilizzante	35.53 [kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.045 [-]

SPOSTAMENTI VIRTUALI						
	$\delta p1$	$\delta p2$	$\delta p3$	$\delta p4$	$\delta p5$	$\delta p6$
Parete	0.278	0.778	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\delta p1 * P1$	$\delta p2 * P2$	$\delta p3 * P3$	$\delta p4 * P4$	$\delta p5 * P5$	$\delta p6 * P6$
	19.95	44.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta p1^2 * P1$	$\delta p2^2 * P2$	$\delta p3^2 * P3$	$\delta p4^2 * P4$	$\delta p5^2 * P5$	$\delta p6^2 * P6$
	5.54	34.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Solaio	$\delta o1$	$\delta o2$	$\delta o3$	$\delta o4$	$\delta o5$	$\delta o6$
	0.56	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta o1 * O1$	$\delta o2 * O2$	$\delta o3 * O3$	$\delta o4 * O4$	$\delta o5 * O5$	$\delta o6 * O6$
	13.71	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta o1^2 * O1$	$\delta o2^2 * O2$	$\delta o3^2 * O3$	$\delta o4^2 * O4$	$\delta o5^2 * O5$	$\delta o6^2 * O6$
	7.62	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00

M*	13.74	Massa partecipante cinematicismo
e*	0.822	Fattore di massa partecipante
a* ₀	0.395	

TIRANTI						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
	0	0	0	0	0	0
H [m]	5	9	9	9	9	9

Verifica SLV lineare		
$a^*_0 = \text{PGA}_{\text{capacità}}$	0.395	$[\text{m/s}^2]$
$a^*_s = \text{PGA}_{\text{domanda}}$	0.692	$[\text{m/s}^2]$
Non verificata		
$a^*_{g,SLV}$	0.054	$[\text{g}]$
IR_{SLV}	0.571	

Verifica SLD lineare		
$a^*_0 = \text{PGA}_{\text{capacità}}$	0.395	$[\text{m/s}^2]$
$a^*_s = \text{PGA}_{\text{domanda}}$	0.618	$[\text{m/s}^2]$
Non verificata		
$a_{g,SLD}$	0.027	$[\text{g}]$
IR_{SLD}	0.639	

15.2.1.2 Ribaltamento attorno cerniera piano 1

Pesi e Posizione baricentri pesi						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Peso maschi [kN]	71.8	57.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Hp [m]	-2.50	2.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Xp [m]	0.19	0.19	0	0	0	0
	O1	O2	O3	O4	O5	O6
Peso orizzontamenti [kN]	24.68	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00
H _N [m]	0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
X _N [m]	0.32	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00
Altezza complessiva parete	4	[m]				
M ribaltante	154.81	[kNm]				
M stabilizzante	14.08	[kNm]				
Moltiplicatore di collasso λ	0.0909	[-]				

SPOSTAMENTI VIRTUALI						
	$\delta p1$	$\delta p2$	$\delta p3$	$\delta p4$	$\delta p5$	$\delta p6$
Parete	-0.63	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta p1 * P1$	$\delta p2 * P2$	$\delta p3 * P3$	$\delta p4 * P4$	$\delta p5 * P5$	$\delta p6 * P6$
	-44.89	28.73	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta p1^2 * P1$	$\delta p2^2 * P2$	$\delta p3^2 * P3$	$\delta p4^2 * P4$	$\delta p5^2 * P5$	$\delta p6^2 * P6$
	28.05	14.36	0.00	0.00	0.00	0.00
Solaio	$\delta o1$	$\delta o2$	$\delta o3$	$\delta o4$	$\delta o5$	$\delta o6$
	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta o1 * O1$	$\delta o2 * O2$	$\delta o3 * O3$	$\delta o4 * O4$	$\delta o5 * O5$	$\delta o6 * O6$
	0.00	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta o1^2 * O1$	$\delta o2^2 * O2$	$\delta o3^2 * O3$	$\delta o4^2 * O4$	$\delta o5^2 * O5$	$\delta o6^2 * O6$
0.00	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00	

M*	6.27	Massa partecipante cinematicismo
e*	0.913	Fattore di massa partecipante
a _z *	0.724	Accelerazione spettrale di attivazione cinematicismo

TIRANTI						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
	0	0	0	0	0	0
h	0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00

Verifica SLD lineare		
Z	5.00	[m]
T1	0.260	[s]
Se(T1)	1.565	[m/s ²]
$\psi(Z)$	0.556	[-]
Υ	1.200	[-]
$a_{0, SLD} \max$	1.04	[m/s ²]
Non verificata		
$a_{g, SLD} = PGA_{\text{capacità}}$	0.029	[g]
IR_{SLD}	0.694	

Verifica SLV lineare		
Z	5.00	[m]
T1	0.260	[s]
Se(T1)	3.639	[m/s ²]
$\psi(Z)$	0.556	[-]
Υ	1.200	[-]
$a_{0, SLV} \max$	1.213	[m/s ²]
Non verificata		
$a_{g, SLV} = PGA_{\text{capacità}}$	0.056	[g]
IR_{SLV}	0.597	

15.2.1.3 Riepilogo

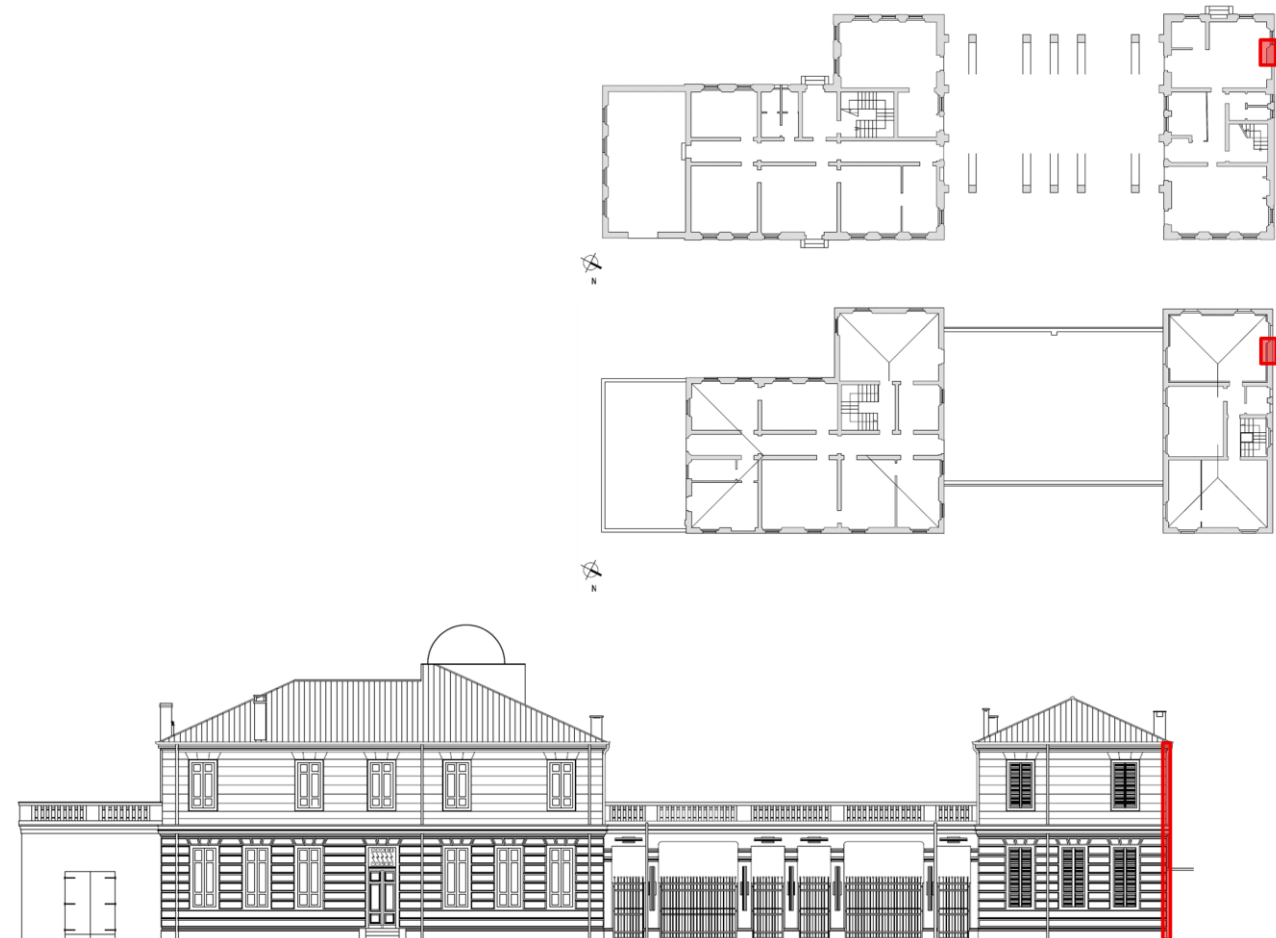
Si riporta di seguito il riepilogo degli indici di rischio relativi al meccanismo in esame.

quota Cerr	I.R.SLV	I.R.SLD
Piano 0	0.571	0.639
Piano 1	0.597	0.694

Riepilogo

15.2.2 Ribaltamento semplice RB02

Si riporta l'analisi dei meccanismi locali di collasso in assenza di vincoli, nella configurazione attuale di solai non in grado di contrastare in maniera efficace tali meccanismi.



Piante e prospetto del macroelemento analizzato

PARAMETRI GEOMETRICI MASCHIO						
	piano 1	piano 2	piano 3	piano 4	piano 5	piano 6
Larghezza maschio [m]	2.1	2.1				
Spessore maschio [m]	0.38	0.38				
Altezza piano [m]	5	4				

Dati geometrici maschio murario

CARICO ORIZZONTAMENTI						
Ψ_{21}	0.6	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80
	Orizz 1 (Solaio)	Orizz 2 (copertura)	Orizz 3	Orizz 4	Orizz 5	Orizz 6
G1 [kN/mq]	0.4	1	0	0		
G2 [kN/mq]	0.5	2	0	0		
Q [kN/mq]	3	0.8	0	0		
G1+G2+ $\Psi\Sigma Q$ [kN/mq]	2.7	3	0	0	0	
Luce influenza solaio [m]	0.40	0.40	0.00	0.00	6	6
Area influenza solaio [mq]	0.84	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00
appoggio su muratura	0.19	0.19	0.00	0	0	0

Carichi orizzontamenti

PARAMETRI SISMICI - SLD		PARAMETRI SISMICI - SLV	
Categoria suolo	C	Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1	Categoria topografica	T1
q	1	q	2
S _s	1.5	S _s	1.5
S _T	1	S _T	1
S	1.5	S	1.5
a _g (PVR) [g]	0.042	a _g (PVR) [g]	0.094
F ₀	2.532	F ₀	2.631
T _C * [sec]	0.278	T _C * [sec]	0.346
η	1.00	η	1.00
C _c	1.602	C _c	1.490
C1	0.05	C1	0.05
T1	0.260	T1	0.260

Parametri sismici agli stati limite SLD e SLV

15.2.2.1 Ribaltamento attorno cerniera piano 0

VERIFICA DI RIBALTAMENTO ATTORNO ALLA CERNIERA DEL PIANO 0						
Pesi e Posizione baricentri pesi						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Peso maschi [kN]	71.8	57.5	0.0	0.00	0	0
Hp [m]	2.5	7	9	9	9	9
Xp [m]	0.19	0.19	0	0	0	0
	O1	O2	O3	O4	O5	O6
Peso orizzontamenti [kN]	2.27	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00
H _N [m]	5	9	9	9	9	9
X _N [m]	0.32	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00

Altezza complessiva parete [m]	9.00	[m]
--------------------------------	------	-----

M ribaltante	615.76	[kNm]
M stabilizzante	26.08	[kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.042	[-]

SPOSTAMENTI VIRTUALI						
	$\delta p1$	$\delta p2$	$\delta p3$	$\delta p4$	$\delta p5$	$\delta p6$
Parete	0.278	0.778	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\delta p1 * P1$	$\delta p2 * P2$	$\delta p3 * P3$	$\delta p4 * P4$	$\delta p5 * P5$	$\delta p6 * P6$
	19.95	44.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta p1^2 * P1$	$\delta p2^2 * P2$	$\delta p3^2 * P3$	$\delta p4^2 * P4$	$\delta p5^2 * P5$	$\delta p6^2 * P6$
	5.54	34.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Solaio	$\delta o1$	$\delta o2$	$\delta o3$	$\delta o4$	$\delta o5$	$\delta o6$
	0.56	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta o1 * O1$	$\delta o2 * O2$	$\delta o3 * O3$	$\delta o4 * O4$	$\delta o5 * O5$	$\delta o6 * O6$
	1.26	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta o1^2 * O1$	$\delta o2^2 * O2$	$\delta o3^2 * O3$	$\delta o4^2 * O4$	$\delta o5^2 * O5$	$\delta o6^2 * O6$
	0.70	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00

M*	10.96	Massa partecipante cinematicismo
e*	0.802	Fattore di massa partecipante
a* ₀	0.384	

TIRANTI						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
	0	0	0	0	0	0
H [m]	5	9	9	9	9	9

Verifica SLV lineare		
$a^*_0 = \text{PGA}_{\text{capacità}}$	0.384	[m/s ²]
$a^*_s = \text{PGA}_{\text{domanda}}$	0.692	[m/s ²]
Non verificata		
$a^*_{g,SLV}$	0.052	[g]
IR_{SLV}	0.555	

Verifica SLD lineare		
$a^*_0 = \text{PGA}_{\text{capacità}}$	0.384	[m/s ²]
$a^*_s = \text{PGA}_{\text{domanda}}$	0.618	[m/s ²]
Non verificata		
$a_{g,SLD}$	0.026	[g]
IR_{SLD}	0.621	

15.2.2.2 Ribaltamento attorno cerniera piano 1

Pesi e Posizione baricentri pesi						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Peso maschi [kN]	71.8	57.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Hp [m]	-2.50	2.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Xp [m]	0.19	0.19	0	0	0	0
	O1	O2	O3	O4	O5	O6
Peso orizzontamenti [kN]	2.27	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00
H _N [m]	0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
X _N [m]	0.32	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00

Altezza complessiva parete	4	[m]
M ribaltante	124.99	[kNm]
M stabilizzante	11.71	[kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.0937	[-]

SPOSTAMENTI VIRTUALI						
	$\delta p1$	$\delta p2$	$\delta p3$	$\delta p4$	$\delta p5$	$\delta p6$
Parete	-0.63	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta p1 * P1$	$\delta p2 * P2$	$\delta p3 * P3$	$\delta p4 * P4$	$\delta p5 * P5$	$\delta p6 * P6$
	-44.89	28.73	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta p1^2 * P1$	$\delta p2^2 * P2$	$\delta p3^2 * P3$	$\delta p4^2 * P4$	$\delta p5^2 * P5$	$\delta p6^2 * P6$
	28.05	14.36	0.00	0.00	0.00	0.00
Solaio	$\delta o1$	$\delta o2$	$\delta o3$	$\delta o4$	$\delta o5$	$\delta o6$
	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta o1 * O1$	$\delta o2 * O2$	$\delta o3 * O3$	$\delta o4 * O4$	$\delta o5 * O5$	$\delta o6 * O6$
	0.00	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta o1^2 * O1$	$\delta o2^2 * O2$	$\delta o3^2 * O3$	$\delta o4^2 * O4$	$\delta o5^2 * O5$	$\delta o6^2 * O6$
0.00	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00	

M*	5.90	Massa partecipante cinematicismo
e*	0.964	Fattore di massa partecipante
a _z *	0.706	Accelerazione spettrale di attivazione cinematicismo

TIRANTI						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
	0	0	0	0	0	0
h	0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00

Verifica SLD lineare		
Z	5.00	[m]
T1	0.260	[s]
Se(T1)	1.565	[m/s ²]
$\psi(Z)$	0.556	[-]
Υ	1.200	[-]
$a_{0, SLD} \max$	1.04	[m/s ²]
Non verificata		
$a_{g, SLD} = PGA_{\text{capacità}}$	0.028	[g]
IR_{SLD}	0.677	

Verifica SLV lineare		
Z	5.00	[m]
T1	0.260	[s]
Se(T1)	3.639	[m/s ²]
$\psi(Z)$	0.556	[-]
Υ	1.200	[-]
$a_{0, SLV} \max$	1.213	[m/s ²]
Non verificata		
$a_{g, SLV} = PGA_{\text{capacità}}$	0.055	[g]
IR_{SLV}	0.582	

15.2.2.3 Riepilogo

Si riporta di seguito il riepilogo degli indici di rischio relativi al meccanismo in esame.

quota Cerr	I.R.SLV	I.R.SLD
Piano 0	0.555	0.621
Piano 1	0.582	0.677

Riepilogo

15.2.3 Ribaltamento cantonale C01

Si riporta l'analisi dei meccanismi locali di collasso in assenza di vincoli, nella configurazione attuale di solai non in grado di contrastare in maniera efficace tali meccanismi.



Pianta e prospetto del cantonale analizzato

PARAMETRI GEOMETRICI MACROELEMENTO 1		
Spessore muratura t_1		0.38 [m]
Larghezza macroelemento L_1		1.25 [m]
Altezza macroelemento h_1		2.1 [m]
Diagonale cantonale d_1		0.54 [m]
Y_1		0.19 [m]
X_1		0.70 [m]
Altezza totale edificio H		9 [m]
Quota cerniera da fondazione		6.9 [m]
Numero di piani		2 [-]

PARAMETRI GEOMETRICI MACROELEMENTO 2		
Spessore muratura t_2		0.38 [m]
Larghezza macroelemento L_2		1.00 [m]
Altezza macroelemento h_2		2.10 [m]
Diagonale cantonale d_2		0.54 [m]
Y_2		0.55 [m]
X_2		0.19 [m]

Dati geometrici maschio murario

15.2.3.1 Ribaltamento attorno cerniera a quota 6.90 m

Arretramento cerniera [m]	0
---------------------------	---

N.B. cambiare il valore di FC se si usa arretramento cerniera

M ribaltante	41.98	[kNm]
M stabilizzante	15.05	[kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.055	[-]

M*	2.22	[t]
e*	0.663	[-]
a ₀ *	0.599	[m/s ²]

Massa partecipante cinematismo, considero solo carichi verticali

Fattore di massa partecipante

Accelerazione spettrale di attivazione cinematismo a quota z

VERIFICA SLV LINEARE		
Altezza struttura totale	9	[m]
Z	6.90	[m]
Ψ (Z)	0.767	[-]
Numero piani	2	[-]
γ	1.200	[-]
T ₁	0.260	[sec]
Se(T)	3.639	[m/s ²]
a _{s,SLV} min	1.674	[m/s ²]
a _{g,SLV}	0.034	[g]
IR_{SLV}		0.358
NON VERIFICATA		

T1 < TB	5.198
TB < T1 < TC	3.947
TC < T1 < TD	7.833
T1 > TD	59.575
	3.947

 > a₀*

VERIFICA SLD LINEARE		
Altezza struttura	9	[m]
Z	6.90	[m]
Ψ (Z)	0.767	[-]
Numero piani	2	[-]
γ coeff. Partecipazione modale	1.200	[-]
T ₁	0.260	[sec]
Se(T)	1.565	[m/s ²]
a _{s,SLD} min	1.440	[m/s ²]
a _{g,SLD}	0.017	[g]
IR_{SLD}		0.416
NON VERIFICATA		

T1 < TB	5.522
TB < T1 < TC	3.798
TC < T1 < TD	6.510
T1 > TD	44.303
	3.798

 > a₀*

15.2.3.2 Riepilogo

Si riporta di seguito il riepilogo degli indici di rischio relativi al meccanismo in esame.

IR_{SLV}	0.358
IR_{SLD}	0.416

Riepilogo

15.2.4 Ribaltamento cantonale C02

Si riporta l'analisi dei meccanismi locali di collasso in assenza di vincoli, nella configurazione attuale di solai non in grado di contrastare in maniera efficace tali meccanismi.



Pianta e prospetto del cantonale analizzato

PARAMETRI GEOMETRICI MACROELEMENTO 1	
Spessore muratura t_1	0.38 [m]
Larghezza macroelemento L_1	1.45 [m]
Altezza macroelemento h_1	3.0 [m]
Diagonale cantonale d_1	0.54 [m]
Y_1	0.19 [m]
X_1	0.84 [m]
Altezza totale edificio H	9 [m]
Quota cerniera da fondazione	6.9 [m]
Numero di piani	2 [-]

PARAMETRI GEOMETRICI MACROELEMENTO 2	
Spessore muratura t_2	0.38 [m]
Larghezza macroelemento L_2	1.00 [m]
Altezza macroelemento h_2	3.00 [m]
Diagonale cantonale d_2	0.54 [m]
Y_2	0.55 [m]
X_2	0.19 [m]

Dati geometrici maschio murario

PARAMETRI SISMICI - SLD	
Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1
q	1
S _s	1.500
S _T	1
S	1.50
a _g (PVR) [g]	0.042
F ₀	2.532
T _c * [sec]	0.278
η	1.00
C _c	1.602
C1	0.050

PARAMETRI SISMICI - SLV	
Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1
q	2
S _s	1.500
S _T	1
S	1.50
a _g (PVR) [g]	0.094
F ₀	2.631
T _c * [sec]	0.346
η	1.00
C _c	1.490
C1	0.050

Parametri sismici agli stati limite SLD e SLV

AZIONI AGENTI SUL CUNEO	Peso proprio parete 1 (W1) [kN]	14.9		
	Peso proprio parete 2 (W2) [kN]	10.3		
	Carico verticale in testa al cantonale (P) [kN]	14.5		
	Spinta statica in direzione del ribaltamento (PH) [kN]	6		
	Carico verticale in testa parete 1 PV1 [kN]	1.4	0.0	0.0
	Carico verticale in testa parete 2 PV2 [kN]	0.96	0	0
	Tirante su parete 1 [kN]	0.0	0.0	T ₁₁ e T ₁₂
	Tirante su parete 2 [kN]	0.0	0.0	
	Spinta statica in testa alla parete 1 in direzione ortogonale (PH1) [kN]	0.0	0.0	P' _{H1} e P' _{H2}
	Spinta statica in testa alla parete 1 in direzione ortogonale (PH2) [kN]	0.0	0.0	

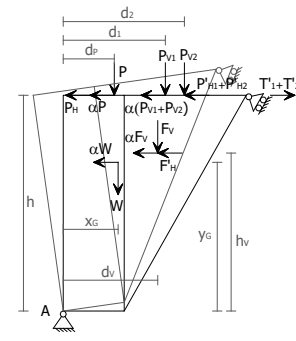
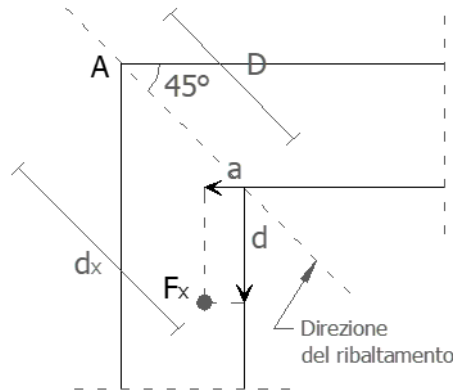


Fig. 1 - Schema di calcolo

PUNTI APPLICAZIONE AZIONI ORIZZONTALI AGENTI SUL CUNEO								
		W1	W2	P	PV1	PV1 ₂	PV1 ₃	PV2
coordinate punti di applicazione nel piano orizzontale	d [m]	0.32	-0.190	-0.19	0.43	0	0	-0.08
	a [m]	0.19	-0.17	0.19	0.08	0.00	0	-0.5
Braccio orizzontale applicazione forza [m]	Braccio orizzontale x rispetto alla cerniera A	0.63	0.52	0.27	0.78	0.54	0.54	0.83
applicazione carico travi principali								



15.2.4.1 Ribaltamento attorno cerniera a quota 6.00 m

Arretramento cerniera [m]	0
---------------------------	---

N.B. cambiare il valore di FC se si usa arretramento cerniera

M ribaltante	60.11	[kNm]
M stabilizzante	20.53	[kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.066	[-]

M*	2.29	[t]	Massa partecipante cinematicismo, considero solo carichi verticali
e*	0.534	[-]	Fattore di massa partecipante
a_b^*	0.898	[m/s ²]	Accelerazione spettrale di attivazione cinematicismo a quota z

VERIFICA SLV LINEARE		
Altezza struttura totale	9	[m]
Z	6.00	[m]
Ψ (Z)	0.667	[-]
Numero piani	2	[-]
Y	1.200	[-]
T ₁	0.260	[sec]
Se(T)	3.639	[m/s ²]
$a_{s,SLV}$ min	1.456	[m/s ²]
$a_{g,SLV}$	0.058	[g]
IR_{SLV}	0.617	NON VERIFICATA

T1 < TB	5.198
TB < T1 < TC	3.947
TC < T1 < TD	7.833
T1 > TD	59.575
	3.947

 > a_b^*

VERIFICA SLD LINEARE		
Altezza struttura	9	[m]
Z	6.00	[m]
Ψ (Z)	0.667	[-]
Numero piani	2	[-]
Y coeff. Partecipazione modale	1.200	[-]
T ₁	0.260	[sec]
Se(T)	1.565	[m/s ²]
$a_{b,SLD}$ min	1.252	[m/s ²]
$a_{g,SLD}$	0.030	[g]
IR_{SLD}	0.718	NON VERIFICATA

T1 < TB	5.522
TB < T1 < TC	3.798
TC < T1 < TD	6.510
T1 > TD	44.303
	3.798

 > a_b^*
15.2.4.2 Riepilogo

Si riporta di seguito il riepilogo degli indici di rischio relativi al meccanismo in esame.

IR_{SLV}	0.617
IR_{SLD}	0.718

Riepilogo

15.2.5 Riepilogo indici di sicurezza dei meccanismi locali

ANALISI	TIPOLOGIA VERIFICA	INDICE DI SICUREZZA $\zeta_E = I_{PGA} = IS-V$	
		SLV	SLD
Cinematismo RB01	Ribaltamento	0.571	0.639
Cinematismo RB02	Ribaltamento	0.597	0.694
Cinematismo C01	Cantonale	0.358	0.416
Cinematismo C02	Cantonale	0.617	0.718

L'indice di sicurezza minimo per il fabbricato relativamente ai meccanismi locali risulta essere:

$$\zeta_E = I_{PGA} = 0.358$$

Le verifiche risultano **NON soddisfatte**.

16 ALTRE VULNERABILITÀ

16.1 INFILTRAZIONI D'ACQUA

In seguito ai sopralluoghi è stato possibile riscontrare la presenza di infiltrazioni in alcune porzioni all'interno del fabbricato, causate probabilmente da un inefficace sistema di scolo in copertura.

Si riportano di seguito alcune immagini.



Vista di alcune delle zone che presentano infiltrazioni

Si prevederà anzitutto di intervenire a monte, liberando i canali di scolo intasati in copertura, e si procederà successivamente ad un intervento di risanamento localizzato delle murature nelle porzioni che manifestano degrado.

16.2 COMMENTI SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Si è fatto riferimento alla Tab. C8.7.6.3.I della Circ. Espl. Nr. 7 del 21 gennaio 2019, di cui si riporta un estratto:

Tabella C8.7.6.3.I - Raccomandazioni per la valutazione e l'adeguamento di componenti non strutturali esistenti e per l'ancoraggio di componenti non strutturali di nuova installazione al variare della zona sismica

Componente	Vulnerabilità ⁵	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone ⁶				Ancoraggi se nuovi nelle zone ^{7/8}			
<i>Gas per uso medico</i>											
Seratoi di ossigeno	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Bombole di azoto	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
<i>Impianto elettrico d'emergenza</i>											
Batterie per la corrente elettrica d'emergenza	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
Generatore della elettrico d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Batterie per i generatori di corrente elettrica d'emergenza	Media	Alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	
<i>Ascensori</i>											
Guide dell'ascensore	Molto alta	Alta	Medio-alto	1	2			1	2	3	4
Motori e generatori dell'ascensore	Medio-alta	Alta	Medio	1				1	2	3	
Pannelli elettrici e di controllo dell'ascensore	Variabile	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
<i>Apparecchiature per la comunicazione</i>											
Computer e schermi nei "call centers" d'emergenza	Medio-alta	Medio-alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	4
Armadietti non ancorati che supportano le apparecchiature telefoniche per i "call centers" d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Interruttori e pannelli da muro dell'impianto telefonico dei "call centers" d'emergenza	Bassa	Alta	Medio					1	2	3	
<i>Apparecchiature e rifornimenti medici</i>											
Scaffali per stoccaggio di medicinali e altri importanti materiali medici di scorta	Alta	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
Apparecchiature mediche	Variabile	Alta	Variabile	1	2			1	2	3	
<i>Componenti fissati al pavimento o sul tetto⁹</i>											
Caldaje	Media	Medio-alta	Basso	1	2			1	2	3	
Cabine contenenti i trasformatori elettrici	Bassa	Alta	Medio-basso	1				1	2	3	
Tipici componenti da installarsi sul pavimento o sul tetto montati su isolatori per le	Medio-alta	Media	Medio-basso	1	2			1	2	3	

Componente	Vulnerabilità ⁵	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone ⁶				Ancoraggi se nuovi nelle zone ^{7,8}			
				1	2	3	4	1	2	3	4
vibrazioni											
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento >1.6, componenti soggetti al ribaltamento	Alta	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento tra 1 e 1.6.	Media	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento < 1	Media	Media	Basso	1	2			1	2		
Pedane d'appoggio	Medio-bassa	Variabile	Medio-alto					1	2		
<i>Sistemi di distribuzione</i>											
Tubature sospese nei sistemi critici con un diametro nominale >200 mm e su attacchi lunghi più di 500 mm	Media	Alta	Medio	1	2			1	2	3	
Tubature sospese di diametro nominale >100 mm e attacchi lunghi più di 300 mm	Medio-bassa	Medio-alta	Medio					1	2		
Condotto per gli impianti di riscaldamento, ventilazione, e condizionamento d'aria	Bassa	Medio-alta	Medio					1			
Componenti dell'impianto elettrico come condotti contenenti i cavi e piattaforme di sostegno dei condotti per la distribuzione dell'energia elettrica	Bassa	Alta	Medio					1			
<i>Componenti architettonici</i>											
Soffitto sospeso o a pannelli	Bassa	Medio-bassa	Medio					1			
Lampadari su controsoffitti	Bassa	Media	Medio-basso	1				1	2		
Tamponamenti interni non armati in muratura	Media	Media	Molto alto					1	2		
Muri esterni di mattoni non rinforzati	Media	Media	Molto alto					1	2		
<i>Sostanze Pericolose</i>											
Tamponamenti e altri componenti in aree con materiale biologico o infettivo	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4
Aree con stoccaggio o uso di materiale pericolosi di tipo chimico, nucleare o biologico	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4

Nella tabella sopra riportata si sono evidenziate le caselle relazionabili al caso in esame (secondo zona sismica di appartenenza) riportanti gli elementi che dovranno essere verificati secondo disciplina impiantistica, e ancorati adeguatamente per sopperire a eventuali carenze secondo normativa.

Per l'edificio in esame si ritiene non vi siano elementi non strutturali che debbano essere valutati.

Si ribadisce inoltre che per eventuali pareti in falso non strutturali si segue quanto riportato all'interno della Tab. C8.7.6.3.I di cui si riporta un estratto:

Componente	Vulnerabilità ⁵	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone ⁶				Ancoraggi se nuovi nelle zone ^{2,5}			
				1	2	3	4	1	2	3	4
vibrazioni											
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento >1.6, componenti soggetti al ribaltamento	Alta	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento tra 1 e 1.6.	Media	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento < 1	Media	Media	Basso	1	2			1	2		
Pedane d'appoggio	Medio-bassa	Variabile	Medio-alto					1	2		
<i>Sistemi di distribuzione</i>											
Tubature sospese nei sistemi critici con un diametro nominale >200 mm e su attacchi lunghi più di 500 mm	Media	Alta	Medio	1	2			1	2	3	
Tubature sospese di diametro nominale >100 mm e attacchi lunghi più di 300 mm	Medio-bassa	Medio-alta	Medio					1	2		
Condotto per gli impianti di riscaldamento, ventilazione, e condizionamento d'aria	Bassa	Medio-alta	Medio					1			
Componenti dell'impianto elettrico come condotti contenenti i cavi e piattaforme di sostegno dei condotti per la distribuzione dell'energia elettrica	Bassa	Alta	Medio					1			
<i>Componenti architettonici</i>											
Soffitto sospeso o a pannelli	Bassa	Medio-bassa	Medio					1			
Lampadari su controsoffitti	Bassa	Media	Medio-basso	1				1	2		
Tamponamenti interni non armati in muratura	Media	Media	Molto alto					1	2		
Muri esterni di mattoni non rinforzati	Media	Media	Molto alto					1	2		
<i>Sostanze Pericolose</i>											
Tamponamenti e altri componenti in aree con materiale biologico o infettivo	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4
Aree con stoccaggio o uso di materiale pericolosi di tipo chimico, nucleare o biologico	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4

⁶Le raccomandazioni si basano sulle osservazioni dei danni dei terremoti passati e sull'ipotesi di vulnerabilità, importanza e costi di adeguamento per sistemi tipici.

Sulla base di quanto riportato in normativa e sulla base del delicato contesto storico-vincolato nel quale si opera, si sono seguite tali raccomandazioni, che come riportato all'interno della normativa "[...] si basano sulle osservazioni dei danni dei terremoti passati e sull'ipotesi di vulnerabilità, importanza e costi di adeguamento per sistemi tipici."

17 ATTRIBUZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA

I risultati delle verifiche allo **stato di fatto** tengono conto delle condizioni più gravose tra quelle osservate.

Indice di sicurezza SLV

$$I_{PGA} = \frac{PGA_C}{PGA_D} = 0.358$$

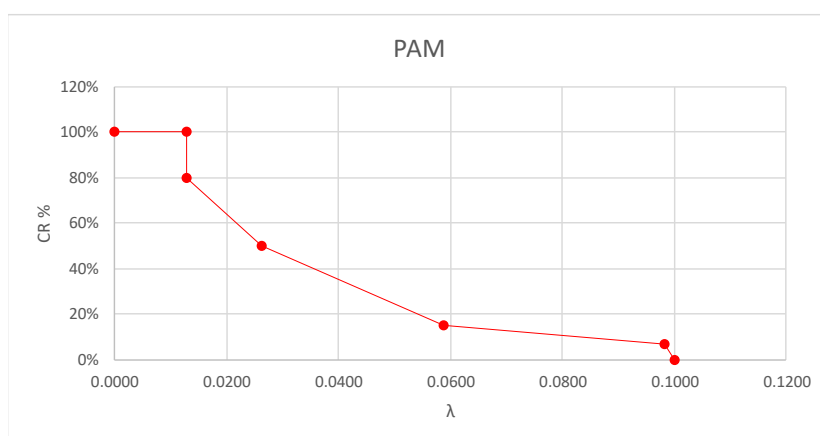
17.1 CLASSE IS-V E PAM

Si riportano, sulla base dei risultati delle analisi effettuate, la classe di sicurezza sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (IS-V) e della Perdita Economica Attesa (PAM).

Classe IS-V			
Stato Limite	PGA _C [g]	PGA _D [g]	IS-V (PGA _C /PGA _D)
SLV	0.0505	0.1410	0.358

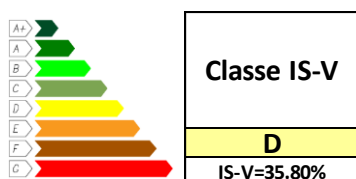
Classe PAM			
Stato Limite	CR (%)	T _{RC} (SL)	λ _{SL} =1/T _{RC} (SL)
SLR	100%	78	0.0129
SLC	80%	78	0.0129
SLV	50%	38	0.0263
SLD	15%	17	0.0588
SLO	7%	10	0.0982
SLID	0%	10	0.1000

$(\lambda_{SLID} - \lambda_{SLO})(CR\%_{SLO} + CR\%_{SLID})/2$	0.01%
$(\lambda_{SLO} - \lambda_{SLD})(CR\%_{SLD} + CR\%_{SLO})/2$	0.43%
$(\lambda_{SLD} - \lambda_{SLV})(CR\%_{SLV} + CR\%_{SLD})/2$	1.06%
$(\lambda_{SLV} - \lambda_{SLC})(CR\%_{SLC} + CR\%_{SLV})/2$	0.87%
$\lambda_{SLC} * CR\%_{SLR}$	1.29%
Indice di sicurezza PAM	3.66%

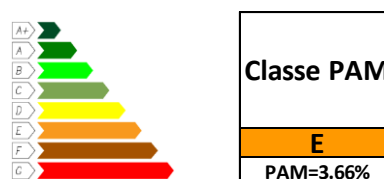


RIEPILOGO

Indice di sicurezza IS-V



Perdita economica PAM



17.2 TEMPO DI INTERVENTO

Si riporta di seguito il calcolo del tempo di intervento:

$$T_{interv} = -\frac{T_{R,C}}{C_u} \cdot \ln(1 - P_{Vr}) = -\frac{38}{1.5} \cdot \ln(1 - 0.1) = 2.7 \text{ anni}$$

18 VERIFICA FONDAZIONALE

La verifica delle fondazioni è contenuta all'interno della relazione geotecnica, alla quale si rimanda.

19 CONCLUSIONI ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO

In seguito alle indagini ed ai sopralluoghi in situ **non** sono stati rilevati particolari fenomeni deformativi.

Il quadro fessurativo, inoltre, **non** dà sintomi di passati meccanismi e/o cedimenti già avvenuti, né tantomeno di incipienti cinematismi in atto.

Tuttavia, in fase di cantiere sarà comunque possibile

- **Cucire le lesioni** eventualmente presenti mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti,
 - inserimento di helical-bar;
- **Eliminare i vuoti e le discontinuità** eventualmente presenti nello spessore murario mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti;
- **Ripristinare la muratura degradata** eventualmente presente mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti;
- Procedere ad una **legatura di piano dei solai** per garantire un comportamento sismico d'insieme ottimale per
 - eliminare i meccanismi locali,
 - far lavorare assieme le murature longitudinali e ortogonali.

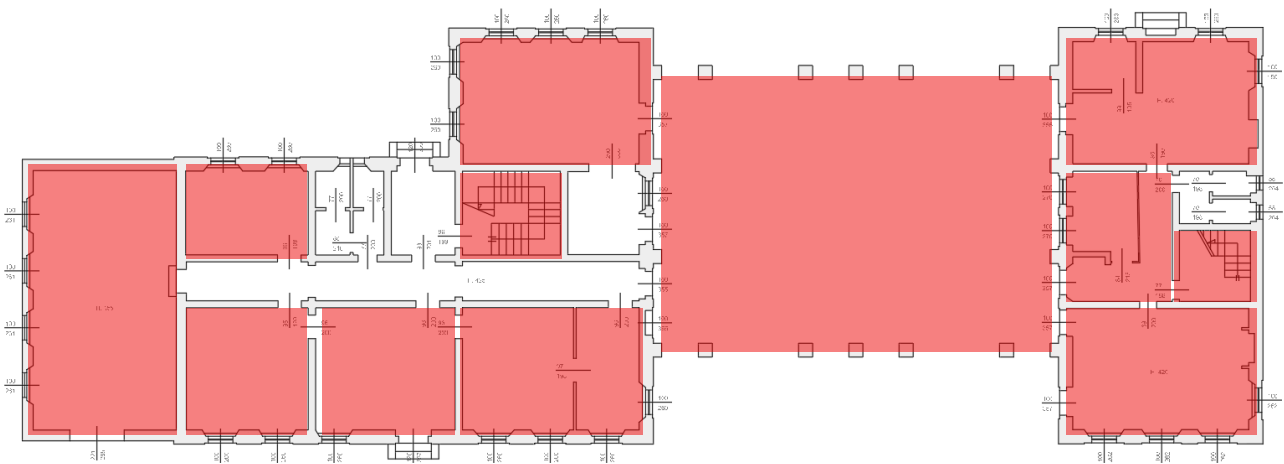
Tali interventi, ovviamente da concordare/condividere con la competente SBPA, risultano infatti necessari per il corretto restauro e conservazione del bene storico.

20 CONCLUSIONI VULNERABILITÀ

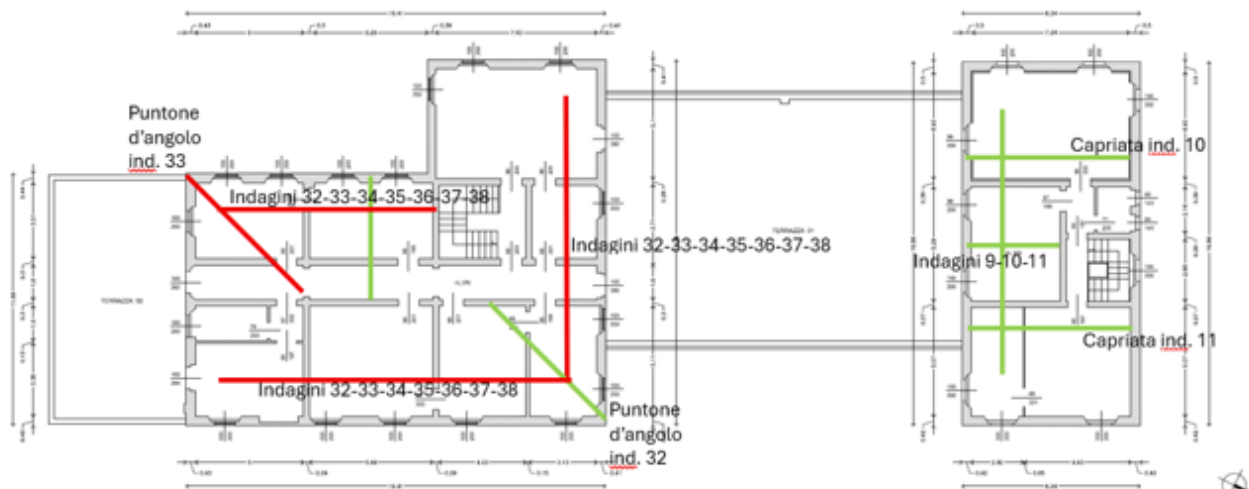
Si riportano le conclusioni derivanti dall'analisi di vulnerabilità statica e sismica.

20.1 VULNERABILITÀ STATICA

- Il **livello di conoscenza** raggiunto con le indagini effettuate e con la documentazione a disposizione è **LC3** (Fattore di confidenza FC=1);
- Quasi la totalità degli **orizzontamenti** analizzati risulta **non adeguata alle azioni verticali statiche** ottenute considerando i carichi G1 e G2 e i sovraccarichi Qk previsti da normativa;
- Diversi elementi di **copertura** analizzati risultano **non adeguati alle azioni verticali statiche**;
- Si riportano di seguito le ubicazioni delle criticità statiche sugli orizzontamenti:



Calpestio piano primo



Copertura

- Le **fondazioni** analizzate risultano **adeguate alle azioni verticali statiche** ottenute considerando i carichi G1 e G2, i sovraccarichi Qk previsti da normativa ed il carico da neve.

20.2 VULNERABILITÀ SISMICA

L'indice di sicurezza sismico minimo risultante dalle verifiche di vulnerabilità degli **elementi in muratura** allo **stato di fatto** risulta essere:

<i>ANALISI</i>	<i>INDICE DI SICUREZZA</i> $\zeta_E = IS-V$
Meccanismo locale di collasso	0.358

- L'indice di sicurezza per il fabbricato agli Stati limite Ultimi risulta: $\zeta_E = IS-V = 0.358$;
- I **cinematismi** a ribaltamento dei maschi murari delle facciate risultano **NON verificati**;
- In seguito alle indagini ed ai rilievi a disposizione ed in seguito ai sopralluoghi in situ **non si sono rilevati** evidenti **fenomeni fessurativi** dovuti a cinematismi in atto.

20.3 ALTRE VULNERABILITÀ

- Si segnala la presenza di alcune **infiltrazioni sulle murature**.