

Comune di Genova
Città Metropolitana di Genova

Committente:
CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
DIREZIONE SVILUPPO ECONOMICO E SOCIALE
SERVIZIO EDILIZIA

Oggetto:
Valutazione vulnerabilità sismica, indagini preliminari e
progettazione di fattibilità tecnica ed economica
dell'edificio scolastico: I.P.S.I.S. Gaslini P./Meucci A.
sede Via Pastorino Pasquale 15 Genova

RELAZIONE DI VULNERABILITA' E RISCHIO SISMICO

Genova, 18 maggio 2019

Ing. Federico Martignone



SOMMARIO

1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	6
3. METODO DI VERIFICA E UNITA' DI MISURA	7
3.1. <i>Metodo di verifica.....</i>	<i>7</i>
3.2. <i>Unità di misura.....</i>	<i>8</i>
4. DATI STRUTTURA	9
4.1. <i>Individuazione della zona sismica di appartenenza.....</i>	<i>9</i>
5. RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE	10
5.1. <i>Esame della documentazione disponibile ed analisi storico critica</i>	<i>10</i>
5.2. <i>Dati dimensionali e schemi piano altimetrici.....</i>	<i>15</i>
5.3. <i>Quadro fessurativo e/o di degrado.....</i>	<i>21</i>
5.4. <i>Rilievo materico e dei particolari costruttivi</i>	<i>23</i>
5.5. <i>Descrizione della struttura e sintesi delle vulnerabilità riscontrata e/o possibili</i>	<i>25</i>
6. INDAGINI SPECIALISTICHE.....	29
6.1. <i>Premessa.....</i>	<i>29</i>
6.2. <i>Descrizione della campagna di indagini specialistiche</i>	<i>30</i>
6.3. <i>Descrizione delle singole indagini.....</i>	<i>33</i>
6.4. <i>Restituzione indagini diagnostiche.....</i>	<i>38</i>
7. RIFERIMENTI GEOLOGICI E GEOTECNICI.....	39
7.1. <i>Premessa.....</i>	<i>39</i>
7.2. <i>Descrizione del programma di indagini e delle prove geotecniche</i>	<i>39</i>
7.3. <i>Modello geotecnico del sottosuolo</i>	<i>41</i>
7.4. <i>Parametri sismici del terreno.....</i>	<i>43</i>
8. ANALISI DEI CARICHI SUI SOLAI.....	44

8.1. <i>Pesi propri solai</i>	44
8.2. <i>Sovraccarichi permanenti uniformemente distribuiti</i>	47
8.3. <i>Sovraccarichi permanenti per tamponamento perimetrale</i>	48
8.4. <i>Sovraccarichi variabili</i>	48
9. VENTO E SISMA	50
9.1. <i>Azione del vento</i>	50
9.2. <i>Azione sismica</i>	52
10. MODELLAZIONE SISMICA E STATICA DEL CORPO IN CEMENTO ARMATO	55
10.1. <i>Premessa</i>	55
10.2. <i>Caratteristiche dei materiali</i>	56
10.3. <i>Progettazione in condizioni sismiche e definizione del fattore di struttura</i>	69
10.4. <i>Carichi applicati e combinazioni di carico</i>	70
10.5. <i>Sollecitazioni di calcolo</i>	73
10.6. <i>Risultati delle verifiche sugli elementi in cemento armato allo SLU</i>	76
10.7. <i>Risultati delle verifiche allo SLO</i>	77
10.8. <i>Valutazione indici di sicurezza</i>	78
10.9. <i>Risultati delle verifiche statiche sulle travi in acciaio</i>	80
10.10. <i>Risultati delle verifiche sui solai in cemento armato</i>	82
11. MODELLAZIONE SISMICA E STATICA DEL CORPO IN MURATURA	118
11.1. <i>Premessa</i>	118
11.2. <i>Caratteristiche dei materiali</i>	119
11.3. <i>Parametri di progetto</i>	123
11.4. <i>Risultati delle verifiche statiche</i>	125
11.5. <i>Risultati delle verifiche sismiche</i>	134
11.6. <i>Vulnerabilità Sismica</i>	138

11.7.	<i>Analisi dei meccanismi locali.....</i>	<i>140</i>
11.8.	<i>Risultati delle verifiche sui solai in cemento armato.....</i>	<i>143</i>
11.9.	<i>Risultati delle verifiche sui solai in legno.....</i>	<i>146</i>
11.10.	<i>Risultati delle verifiche sugli elementi in acciaio.....</i>	<i>170</i>
12.	CONCLUSIONI	203

1. PREMESSA

La presente relazione consiste nel documento di supporto alla “*Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico*”, in quanto illustra l’attività svolta dal RTP Studio Martignone Associati – Castaldi e Poggi studio di Architettura – Dott. Geol. Ruggero Dameri, al fine di valutare l’indice di vulnerabilità sismico dell’edificio scolastico *I.P.S.I.S. Gaslini Piero/Meucci Antonio* – sede – *Via Pastorino Pasquale 15* – nel Comune di Genova.

L’attività risponde a quanto contenuto nel contratto stipulato con la Città Metropolitana di Genova avente come oggetto “*SER.18.000013 – Affidamento Servizi di Valutazione vulnerabilità sismica, indagini preliminari e Progettazione di fattibilità tecnica ed economica dell’edificio scolastico*”.

Le prestazioni richieste dal sopradetto contratto consistono nelle seguenti attività:

- 1) Reperimento documentazione storica e/o tecnica di riferimento;
- 2) Indagini preliminari (sondaggi, analisi storico-critica, rilievo geometrico strutturale, quadro fessurativo, prove pacometriche, prove soniche, prove pull out, prove di carico, carotaggio ecc.);
- 3) Valutazione vulnerabilità e rischio sismico (Relazione Metodologica, attuazione delle verifiche tecniche di sicurezza sismica e redazione del documento di valutazione dei livelli di rischio);
- 4) Progettazione di fattibilità tecnica ed economica (relazione illustrativa, relazione tecnica strutturale statica e sismica, reazione sugli studi ed indagini preliminari elaborati grafici, calcolo sommario delle spese, quadro economico di progetto, cronoprogramma delle fasi illustrative ecc.);
- 5) Documentazione progettuale contrattuale.

Nella presente relazione a supporto della “*Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico*” è esposta una dettagliata descrizione della composizione plano-volumetrica dell’intero plesso scolastico, nonché delle relative tipologie strutturali con particolare riferimento agli elementi portanti di elevazione e agli elementi portati presenti a ogni livello.

Sono stati, infatti, eseguiti una serie di sopralluoghi finalizzati al rilievo geometrico, fotografico e fessurativo e/o degrado dell’edificio e alla verifica dello stato di conservazione delle strutture, compresa la successiva valutazione statica e sismica dei corpi di fabbrica che

costituiscono l'edificio. La sopradetta attività è stata svolta parallelamente allo studio degli elaborati progettuali reperiti presso gli Uffici competenti (Archivio storico di Genova e Comune di Genova), che ha permesso la ricostruzione dell'evoluzione subita dall'edificio fino ad oggi.

È stata anche svolta un'indagine svolta alla caratterizzazione meccanica dei materiali che costituiscono le parti strutturali dell'edificio in modo da ottenere un livello di conoscenza LC2 ai sensi delle NTC2018 come richiesto dal disciplinare di incarico.

Sulla base dei risultati e dei rilievi e delle indagini eseguiti sono stati generati i modelli di calcolo al fine di simulare il comportamento delle strutture in condizioni statiche e in presenza di sisma, individuarne le vulnerabilità e definire gli interventi per l'adeguamento.

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

L'incarico affidato sarà svolto nel pieno rispetto della Normativa vigente, e in particolare di:

-Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n.3274 - D.P.C.M. 21 ottobre 2003 “Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;

-Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 17 settembre 2004 n. 3376;

-Ordinanze del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 06 agosto 2005 e in data 23 maggio 2007;

-Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 15 aprile 2010,
pubblicata sulla G.U. n.144 del 23 giugno 2010;

-DM Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”;

-Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21/01/2019: Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17 gennaio 2018.

-D.G.R. n. 216/2017 “OPCM 3519/2006: Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria”;

-DM n. 275 del 18/12/1975 “Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica, ivi compresi gli indici di funzionalità didattica, edilizia ed urbanistica, da osservarsi nella esecuzione di opere di edilizia scolastica”;

Legge 11 gennaio 1996, n. 23 - (in GU n. 15 -Serie generale- del 19 gennaio 1996) – Norme per l'edilizia scolastica;

D. Lgs. 163/2006 “Codice degli Appalti”.

3. METODO DI VERIFICA E UNITA' DI MISURA

3.1. Metodo di verifica

Nelle verifiche è stato impiegato il **METODO DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE**, con riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. 17/01/2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite il D.M. definisce le seguenti combinazioni delle azioni:

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

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

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q8}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

3.2. Unità di misura

Se non diversamente specificato le unità di misura correntemente utilizzate sono:

- lunghezze: [cm], [m];
- forze e carichi: [daN], [daN/m], [daN/m²];
- peso specifico: [daN/m³];
- tensioni e resistenze: [daN/cm²];
- momenti: [daN m], [daN cm].

4. DATI STRUTTURA

4.1. Individuazione della zona sismica di appartenenza

Il sito ricade nel Comune Genova, classificato **Zona 3** ai sensi della attuale classificazione sismica della Regione Liguria approvata con D.G.R. N°216 del 17/03/2017

Vita Nominale dell'edificio

L'edificio in oggetto rientra nel **tipo di costruzione 2** ai sensi del §2.4.1 del D.M. 17/01/2008,

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

per la quale è prevista $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso

La costruzione rientra nella **Classe d'uso III** ai sensi del §2.4.2 del D.M. 17/01/2018:

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.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R (§2.4.3 del D.M. 14/01/2008) vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Nel caso in esame $C_u = 1.5$ si veda tab. 2.4.II del D.M. 17/01/2018 qui di seguito riportata

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

per cui si ottiene:

$$V_R = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

5. RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

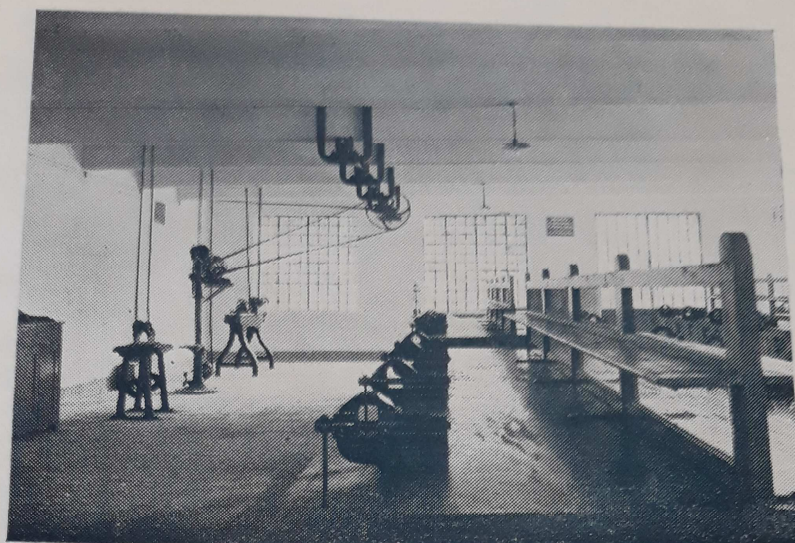
5.1. Esame della documentazione disponibile ed analisi storico critica

Da un controllo effettuato presso l'ufficio che gestisce l'archivio delle pratiche strutturali della Città Metropolitana di Genova, non risulta presente alcuna documentazione progettuale inerente la struttura del fabbricato.

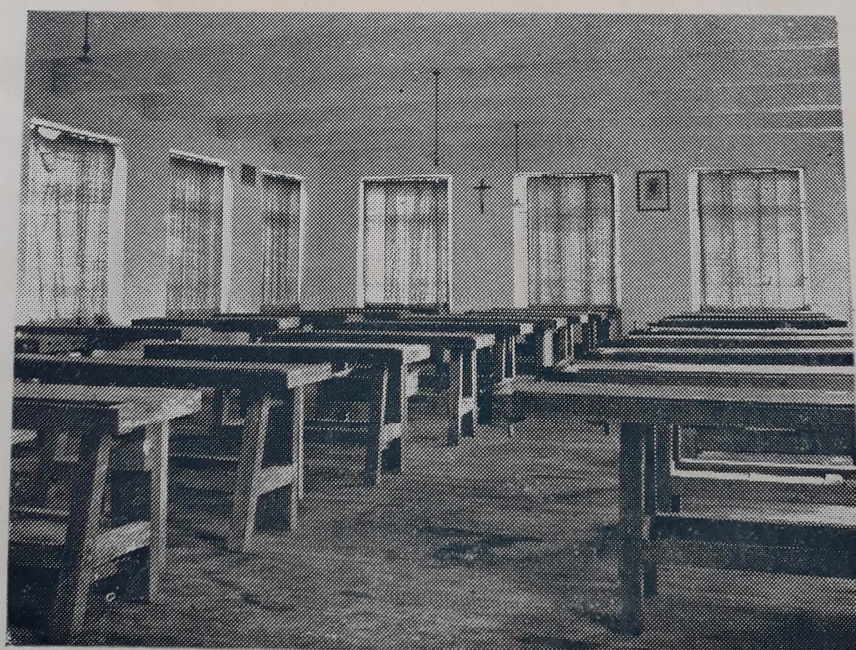
Le ricerche effettuate dallo scrivente presso l'Archivio storico del Comune di Genova e presso l'archivio delle pratiche edilizie del Comune di Genova hanno permesso di risalire al processo di trasformazione del fabbricato dalla costruzione del primo corpo in muratura fino ad oggi.

La scuola è stata realizzata dal Comm.re Egidio Gaslini, in memoria del figlio Piero caduto in guerra nel 1918. I documenti presenti presso l'Archivio storico attestano che il fondatore ha acquistato il corpo in muratura (anticamente era una villa) e ha fatto eseguire diversi lavori per i necessari adattamenti e l'edificazione dell'attuale corpo centrale in cemento armato tra il 1920 e il 1923. Nelle foto della scuola, inaugurata il 26/10/1924, infatti, sono riportate le aule del corpo centrale con le travi ricalate in cemento armato ancora oggi presenti.

Nella figura seguente si riportano due delle sopradette foto.



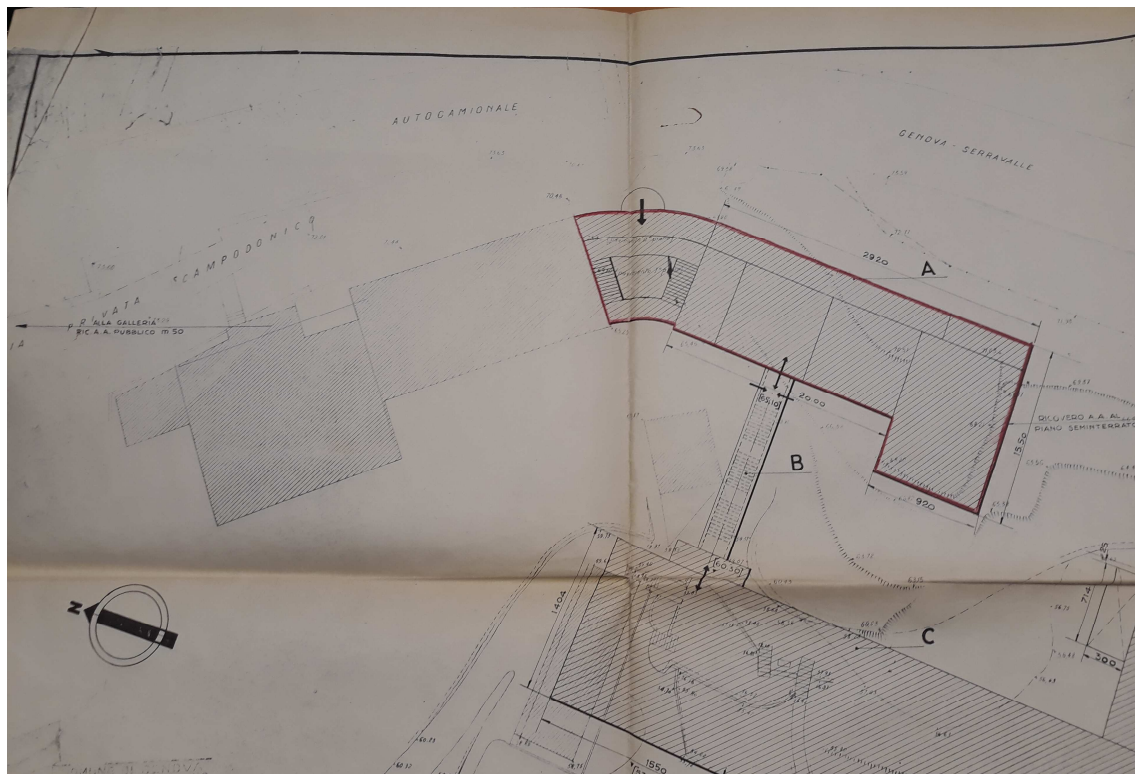
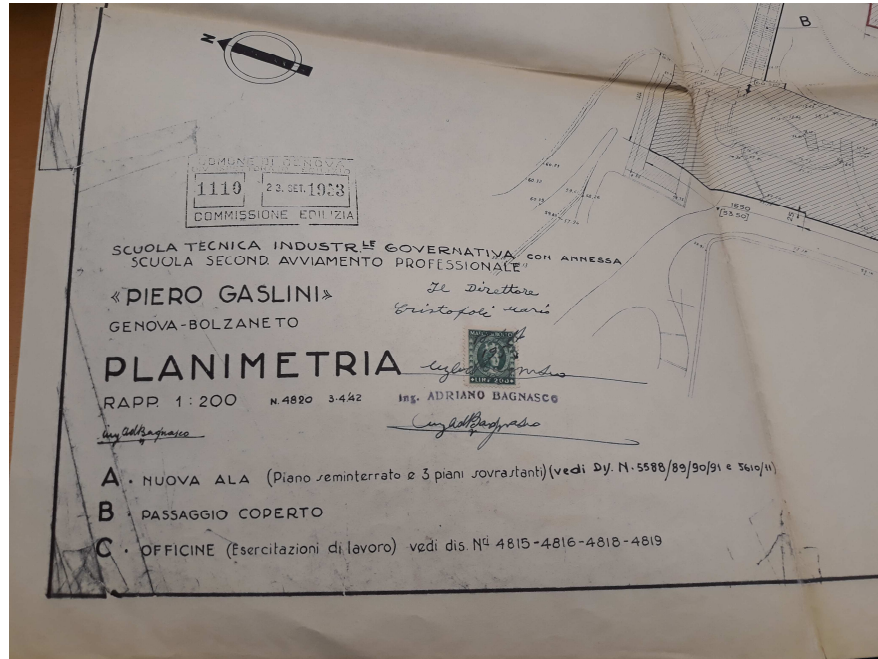
AULA SEZIONE MECCANICI

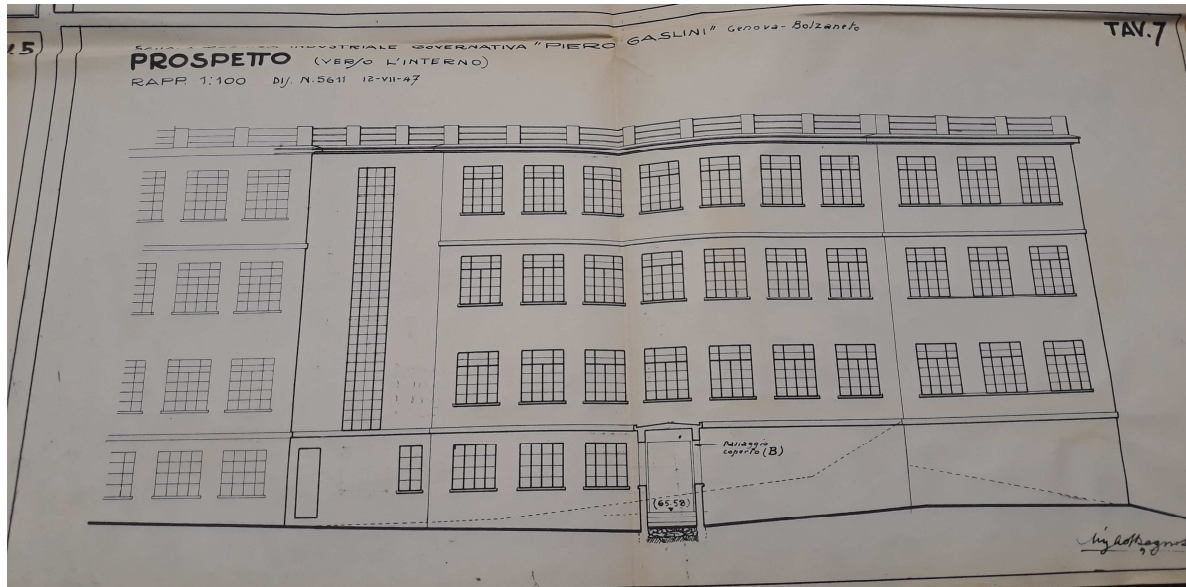


AULA SEZIONE EBANISTI

**Foto delle aule tratte dalla documentazione presente nell'archivio storico del Comune di
Genova**

Il corpo laterale che si sviluppa dal vano scala centrale (questo compreso) verso sud è stato edificato nel 1953 come dimostrato dalla documentazione presente nell'archivio pratiche edilizie del Comune di Genova. Di seguito si riportano alcuni stralci della planimetria di progetto e del prospetto est.





Dall'esame della sopradetta documentazione si evince che il corpo centrale in cemento armato, al momento dell'ampliamento del 1953, era già presente per l'intera altezza attuale. Negli anni 2000 sono stati eseguiti poi alcuni interventi riguardanti il rifacimento della scala in cemento armato sul fronte ovest del corpo in muratura, il prolungamento della scala centrale tra il piano primo e il piano terra e un ascensore esterno.

In conclusione il complesso scolastico è stato realizzato ristrutturando il corpo in muratura e procedendo con un primo ampliamento con struttura in cemento armato nel 1920, successivamente è stato eseguito un ulteriore ampliamento nel 1953 ancora con struttura in cemento armato. Come riportato nel capitolo relativo ai risultati delle indagini, la differente epoca di costruzione si rispecchia anche nelle resistenze del calcestruzzo ottenute dalle prove effettuate che presentano valori nettamente differenti tra i due corpi. Le indagini effettuate sul corpo in muratura mostrano inoltre che la costruzione ha subito diversi rimaneggiamenti che riguardano principalmente l'eliminazione di alcune pareti portanti al piano terra, la realizzazione di alcuni volumi in ampliamento (corpo scala ovest e corpo bagni P1 e aula informatica P2 lato nord), realizzazione del corpo in copertura attualmente adibito a locale caldaia e il rifacimento di alcune porzioni di solaio.

Dalle ricerche effettuate non sono risultati disponibili i progetti strutturali del complesso e, pertanto, le informazioni sugli elementi portanti, necessari per il raggiungimento del livello di conoscenza richiesto (LC2), sono state desunte interamente dalle indagini in situ svolte a partire dal 20 aprile 2019. Si è proceduto preliminarmente con l'esecuzione di una campagna di indagini mediante microscassi, effettuata a cura di una società specializzata in tale settore (SRT S.r.l.) e dagli operatori messi a disposizione dalla Committenza e con il coordinamento dei Professionisti incaricati, finalizzata alla ricerca e alla definizione degli elementi strutturali non visibili. Successivamente è stato effettuato il rilievo strutturale e le prove sui materiali.

Al termine della campagna di indagini, è stata redatta la relativa relazione specialistica di dettaglio, comprensiva dei certificati di prova; le prove sui materiali sono state effettuate dal laboratorio SRT S.r.l. (GE), che è in possesso della concessione del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001.

Come esposto precedentemente l'edificio è costituito da 5 livelli (uno seminterrato e quattro fuori terra copertura compresa) ed è formato da un corpo in muratura portante con pareti di pietra e di mattoni pieni, ed un corpo in cemento armato con struttura a telaio bidirezionale, con travi per lo più emergenti rispetto allo spessore del solaio. Gli orizzontamenti del corpo in muratura sono per lo più in legno con travetti accostati e in profilati metallici e laterizio. Nel solaio del piano terzo sono state rinvenute due campiture in laterocemento. Gli orizzontamenti della parte in cemento armato sono in soletta piena nel corpo centrale adiacente a quello in muratura (fatta eccezione per il solaio di copertura in laterocemento) e in laterocemento nel corpo laterale (fatta eccezione per la soletta del piano primo sopra all'auditorium che è piena in cemento armato).

5.2. Dati dimensionali e schemi piano altimetrici

Ai sensi delle NTC18 una costruzione è da intendersi regolare in pianta e in altezza se (§ 7.2.1):

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

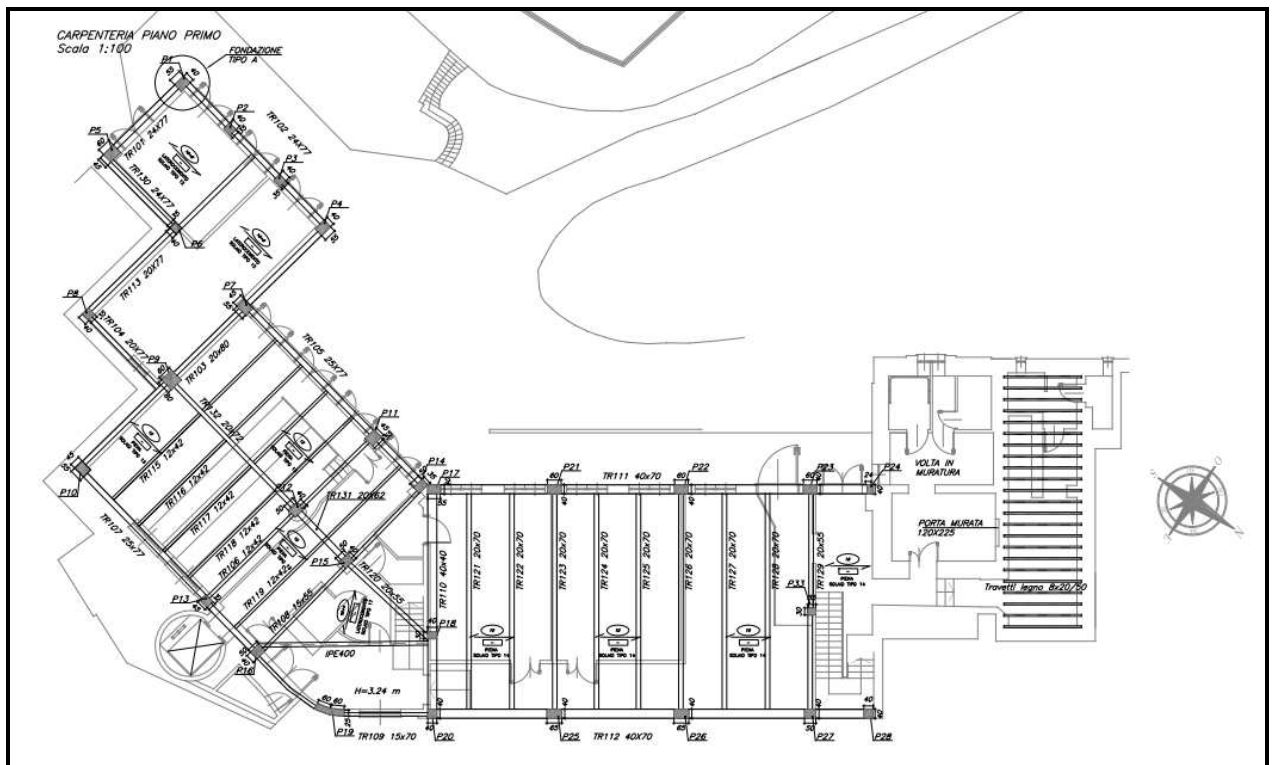
La struttura risulta non è regolare né in pianta né in altezza.

Nel seguito si riporta una breve descrizione circa la geometria, corrispondente a ciascun livello della costruzione.

Piano terra

La porzione in muratura è costituita da un volume parzialmente interrato di forma rettangolare avente dimensioni 10,00 m x 12,50 m circa. Tale volume ha superficie in pianta minore dei restanti livelli in elevazione.

La porzione in cemento armato è costituita dal corpo centrale rettangolare di dimensioni 19,50 m x 10,00 m circa e dal corpo laterale a L inscrivibile in un rettangolo di lati 25,00 m x 15,00 m circa. La porzione laterale ha superficie in pianta minore dei restanti livelli in elevazione. L'altezza netta di interpiano è pari a 3,30 m circa.

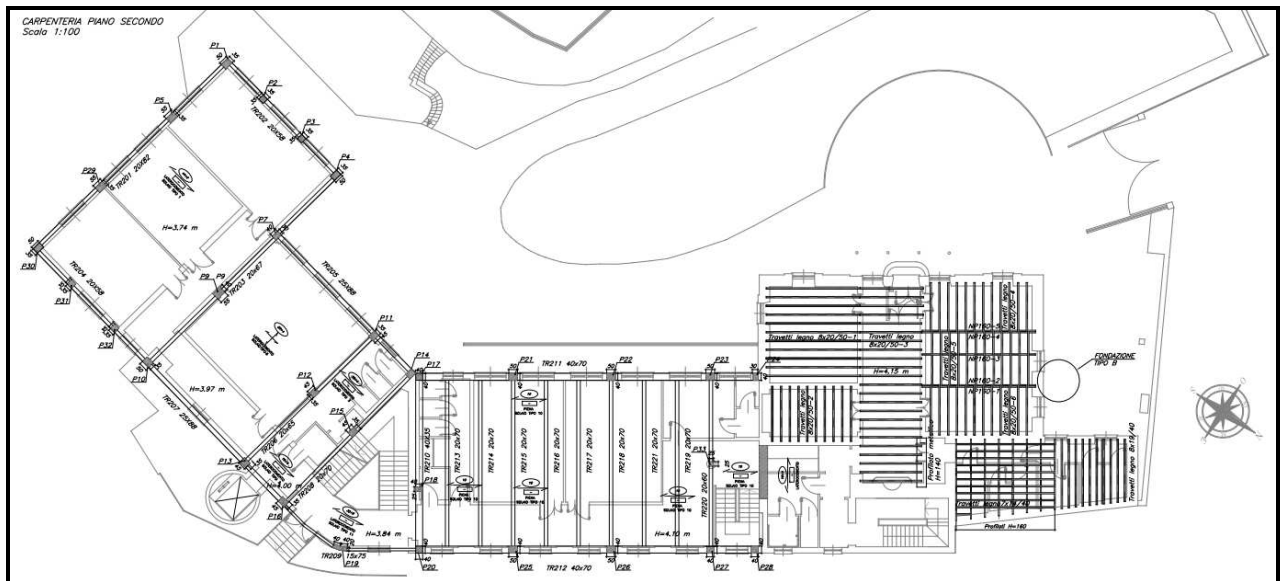


Planimetria Piano Terra – Carpenteria Piano primo

Piano primo

La porzione in muratura è costituita da un volume di forma pressoché quadrata avente dimensioni 16,00 m x 16,00 m circa dal quale si sviluppa verso nord il volume che a tale livello ospita i bagni.

La porzione in cemento armato è costituita dal corpo centrale rettangolare di dimensioni 19,50 m x 10,00 m circa e dal corpo laterale a L inscritto in un rettangolo di lati 25,00 m x 15,00 m circa. L'altezza netta di interpiano è pari a circa 4,00 m circa.

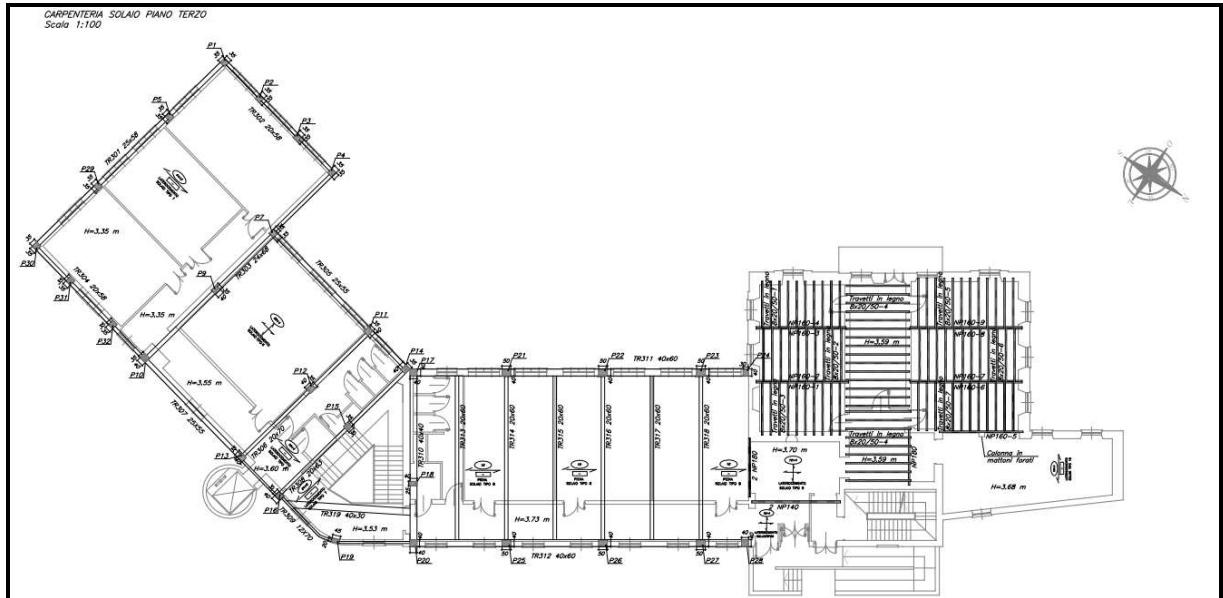


Planimetria Piano primo – Carpenteria Piano secondo

Piano secondo

La porzione in muratura è costituita da un volume di forma pressoché quadrata avente dimensioni 16,00 m x 16,00 m circa dal quale si sviluppa verso nord il volume che a tale livello ospita l'aula informatica.

La porzione in cemento armato è costituita dal corpo centrale rettangolare di dimensioni 19,50 m x 10,00 m circa e dal corpo laterale a L inscritto in un rettangolo di lati 25,00 m x 15,00 m circa. L'altezza netta di interpiano è pari a 3,80 m circa.

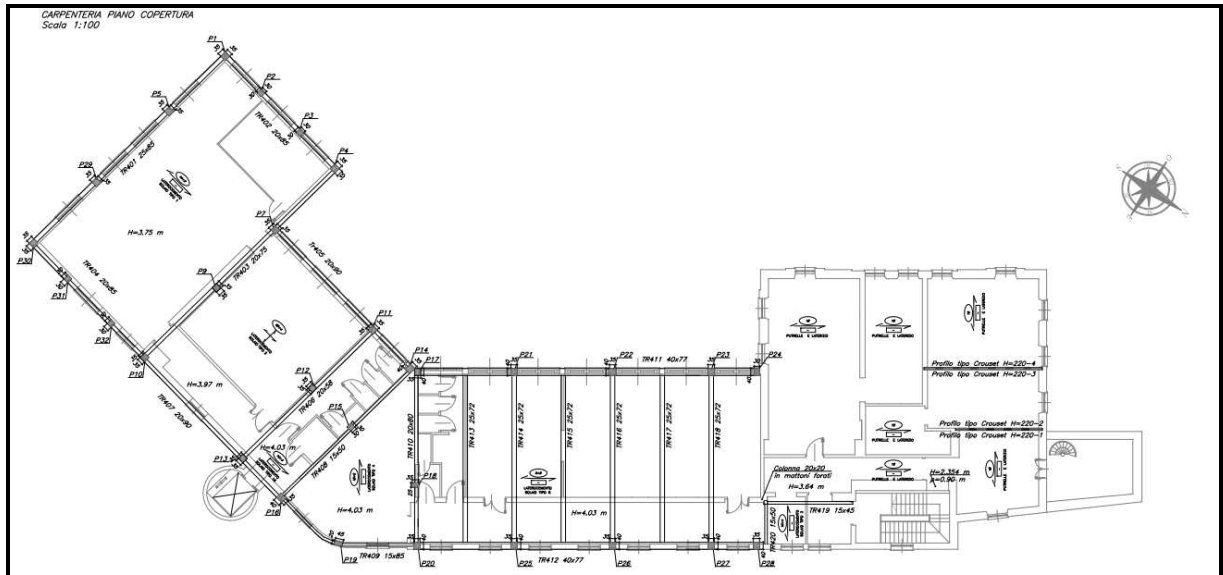


Planimetria Piano secondo – Carpenteria Piano terzo

Piano terzo

La porzione in muratura è costituita da un volume di forma pressoché quadrata avente dimensioni 16,00 m x 16,00 m circa.

La porzione in cemento armato è costituita dal corpo centrale rettangolare di dimensioni 19,50 m x 10,00 m circa e dal corpo laterale a L inscrivibile in un rettangolo di lati 25,00 m x 15,00 m circa. L'altezza netta di interpiano è pari a 4,00 m.



Planimetria Piano terzo – Carpenteria Piano copertura

Come riportato sopra la copertura è di tipo piano sia nel corpo in cemento armato sia nel corpo in muratura. Sulla porzione di solaio verso ovest del corpo in muratura è presente un volume adibito a locale caldaia.

Nella figura seguente è riportata la vista aerea del complesso scolastico con indicato il sopradetto volume.



Vista aerea del complesso scolastico

Nelle figure seguenti si riportano alcune foto del complesso scolastico in oggetto.



Facciata ovest: La Freccia rossa indica il corpo in c.a. edificato nel 1920, la freccia blu il corpo laterale in c.a. edificato nel 1953



Facciata ovest: La Freccia rossa indica il corpo in c.a. edificato nel 1920, la freccia blu il corpo laterale in c.a. edificato nel 1953, la freccia gialla il corpo in muratura

5.3. Quadro fessurativo e/o di degrado

L'analisi dello stato dei luoghi è stata eseguita nelle date 28 e il 29 marzo 2019 ed ha interessato l'intera costruzione. Come già precedentemente scritto, la scuola si articola su cinque livelli: terra, primo, secondo, terzo e copertura.

Per la lettura del quadro fessurativo e di degrado si rimanda al relativo allegato fotografico in cui sono riportate tutte le fotografie del fabbricato, nonché alle tavole grafiche in cui, oltre ad essere riportati i punti di vista, sono indicati con apposita legenda le criticità riscontrate.

Quanto riscontrato è possibile sintetizzarlo come segue:

- non sono visibili segni di sofferenza delle strutture portanti verticali e orizzontali quali evidenti stati deformativi o fessurazioni riconducibili a meccanismi di taglio e/o pressoflessione;
- a livello strutturale si osserva un degrado avanzato del coprifermo di alcuni componenti esterni e di alcuni elementi dell'ultimo solaio laddove si sono verificate delle percolazione di acqua dalla copertura.
- è lecito ipotizzare che i nodi trave pilastro non siano adeguatamente confinati;
- si sono riscontrate varie zone di umidità/infiltrazioni con abbondante distacco dell'intonaco:
 - la facciata al piano terra, lato ingresso principale, tra la struttura in muratura e quella in c.a.;

- il prospetto su via Campodonico al piano terra (sottostrada) e al piano primo dall'ingresso secondario e sul parapetto della rampa per disabili;
 - al piano terra sulla muratura interna perimetrale lato via Campodonico e nella zona di passaggio tra l'auditorium e le aule;
 - al piano terra nel vano scala adiacente alla struttura in muratura;
 - al piano terra nella zona degli spogliatoi adibiti ad archivio;
 - al piano terra nella zona nell'auditorium e quella antistante all'ingresso dello stesso;
 - al piano primo nel vano scala centrale;
 - al piano primo nel vano scala adiacente alla struttura in muratura;
 - al piano primo nella zona adibita a magazzino e nella scala del corpo in muratura;
 - al piano secondo, nell'aula informatica, su tutto il perimetro;
 - al piano terzo nell'aula estrema della struttura in c.a. e nel corridoio adiacente;
 - al terzo piano nelle aule centrali della struttura in c.a.;
 - al terzo piano nella struttura in muratura nelle aule;
 - al terzo piano all'estremità del corridoio centrale adiacente alla struttura in muratura.
- al piano primo si rilevano in maggior parte delle cavillature e qualche fessura più rilevante in prossimità di spigoli tranne nelle due aule del corpo centrale in c.a. dove le tramezze sono interessate da fessure passanti a ramificazione. Tale fenomeno è dovuto all'abbassamento dei solai per creep del calcestruzzo;
 - al piano secondo si rilevano in maggior parte delle cavillature;
 - al piano terzo si rilevano in maggior parte delle cavillature tranne all'estremità del corridoio centrale adiacente alla struttura in muratura dove sono presenti delle fessure più marcate.

5.4. Rilievo materico e dei particolari costruttivi

Come esposto in precedenza l'edificio è costituito da un corpo in muratura e due corpi in cemento armato. Come poi è stato riscontrato durante l'esecuzione della campagna di indagini, il calcestruzzo dei due corpi in ampliamento presentano differenti resistenza mentre l'acciaio, di tipo liscio, presenta resistenze uniformi.

Di seguito sono riportati i rilievi degli elementi costituenti la struttura, ottenuti basandosi esclusivamente sulla dimensione geometrica degli elementi, rilevata a seguito di scrostamenti dell'intonaco e la rimozione del copriferro per gli elementi in cemento armato.

Solai in cemento armato

Al fine di riscontrare la tipologia di orizzontamento a ciascun livello è stata dapprima svolto un rilievo qualitativo, utile a identificare le principali campiture di solaio. Dopodiché, sono stati operati scrostamenti all'intradosso di ciascun solaio al fine di individuare e misurare:

- Armatura a campione di ciascun travetto/soletta piena;
- Interasse travetti (solai in laterocemento);
- Geometria della pignatta (solai in laterocemento);
- Spessore getto di calcestruzzo di completamento (solai in laterocemento) o spessore getto (solette piene);
- Spessore massetto;
- Spessore pavimentazione.

A supporto di quest'attività, sono state condotte indagini endoscopiche al fine di perturbare al minimo le condizioni del solaio per ottenere una geometria più completa ed esaustiva.

Nella costruzione sono state riscontrate numerose tipologie di solaio in cemento armato, per il dettaglio di quanto rinvenuto si rimanda alle tavole di rilievo degli elementi strutturali e alla relazione sulle indagini redatta dal laboratorio SRT.

Solai in legno e acciaio-laterizio

Al fine di riscontrare la tipologia di orizzontamento a ciascun livello è stata operata la rimozione del controsoffitto o dell'intonaco al fine di valutare:

- Interasse e dimensioni travetti in legno/travi in acciaio;
- Stato di conservazione travetti in legno/travi in acciaio
- Geometria del laterizio tra i profili in acciaio;
- Spessore massetto;
- Spessore pavimentazione.

A supporto di quest'attività, sono state condotte indagini endoscopiche al fine di perturbare al minimo le condizioni del solaio per ottenere una geometria più completa ed esaustiva.

Nella costruzione sono state riscontrate numerose tipologie di solai in legno/acciaio, per il dettaglio di quanto rinvenuto si rimanda alle tavole di rilievo degli elementi strutturali e alla relazione sulle indagini redatta dal laboratorio SRT.

Non è stato possibile rilevare i solai a soffitto del piano secondo nella zona della segreteria, in quanto la demolizione del controsoffitto avrebbe interferito con le attività dell'ufficio in oggetto e un'eventuale chiusura di tali spazi non era una soluzione percorribile.

Non è stato nemmeno possibile valutare con accuratezza lo stato di conservazione dei solai in legno e la categoria di resistenza degli elementi in quanto ciò avrebbe comportato demolizioni di elevate superfici di canniccio/controsoffitto.

Travi e pilastri in cemento armato

Le travi ed i pilastri sono stati individuati mediante rilievo diretto per gli elementi a vista (travi) e a seguito dell'esecuzione di micro scassi per tutti gli altri elementi che risultavano all'interno delle pareti non portanti di facciata o interne. La geometria degli elementi portanti, costituenti l'ossatura strutturale, è stata riportata nelle tavole grafiche di restituzione delle indagini strutturali condotte.

Le travi in calcestruzzo armato sono tutte del tipo ricalato; attraverso la rimozione del copriferro (e successiva misurazione del ferro) o rilievo pacometrico è stato possibile individuare l'armatura all'intradosso. Non è stato possibile rilevare l'armatura all'estradosso delle travi, in quanto la demolizione del pavimento avrebbe interferito con le attività scolastiche in corso e un'eventuale chiusura delle aule o degli spazi comuni non era una soluzione percorribile.

Per quanto concerne i pilastri, occorre osservare che quelli d'angolo appartenenti al corpo centrale presentano armatura verticale molto ridotta in quanto all'epoca della costruzione erano stati realizzati per sostenere un carico ridotto rispetto a gli altri. A seguito dell'edificazione dell'ampliamento laterale tali elementi sono stati soggetti a un aumento del carico non trascurabile in quanto su di essi sono trasferiti i carichi del vano scala.

Pareti in muratura portante

Al fine di valutare la tipologia di muratura portante e il grado di ammassamento tra pareti ortogonali è stato rimosso l'intonaco per una superficie pari a 1 m² in diversi punti della struttura in muratura. A seguito di tale rimozione si è proceduto all'osservazione e allo studio dell'appacchiatura degli elementi lapidei. In alcune zone è stato eseguito anche un

sondaggio nello spessore del muro al fine di valutare la connessione trasversale tra i paramenti.

Murature esterne e tramezze

Dal rilievo diretto effettuato tramite demolizione, è stato possibile ottenere informazioni sufficienti per poter descrivere con accuratezza la stratigrafia dei muri perimetrali e delle tamponature interne, utili alla definizione dei pesi degli elementi non strutturali. Nelle figure seguenti si riportano le stratigrafie degli elementi rilevati.

5.5. Descrizione della struttura e sintesi delle vulnerabilità riscontrata e/o possibili

In conclusione al presente capitolo, è opportuno trarre le seguenti considerazioni strutturali:

- 1) L'edificio nel suo complesso è stato costruito secondo dettami normativi differenti da quelli attuali, ovvero le norme tecniche delle costruzioni (aggiornamento 2018);
- 2) L'edificio attuale è il risultato di diversi ampliamenti volumetrici eseguiti dal 1920 al 1953;
- 3) La tecnologia costruttiva corrisponde a muratura portante e solaio in legno o putrelle e laterizio per il corpo originario, in cemento armato con orizzontamenti in soletta piena per il corpo centrale e in cemento armato con orizzontamenti in latero cemento per il corpo laterale;

A seguito delle indagini eseguite per la ricerca degli elementi strutturali in cemento armato e dell'indagine visiva sulle murature sono state riscontrate le seguenti vulnerabilità:

Corpo in muratura:

- Assenza di ammorsamento tra pareti del corpo bagni al piano primo e la struttura principale in muratura (si veda foto seguente). Tale vulnerabilità, presumibilmente si verifica anche ai piani superiori;



- Presenza di muratura in mattoni pieni con camera d'aria interna in luogo di una parete piena nel corpo bagni al piano primo in adiacenza della struttura principale in muratura (si veda foto seguente). Tale vulnerabilità, presumibilmente si verifica anche ai piani superiori.



- Presenza di colonna in mattoni forati di dimensioni 30x30 a sostegno del solaio del piano terzo (si veda foto seguente). Tale colonna si trova tra l'aula informatica e la segreteria.



- Assenza di ammorsamento tra le pareti del vano scala sul fronte est e la struttura principale in muratura (si veda foto seguente). Tale vulnerabilità si verifica a tutti i livelli.



- Il volume tecnico presente in copertura e adibito a locale caldaia si appoggia in falso sul solaio sottostante e presenta le pareti realizzate in mattoni forati.

Corpo in cemento armato centrale e laterale:

- Assenza di giunto strutturale tra corpo centrale in cemento armato e corpo in muratura. Le solette del corpo in cemento armato appoggiano sulle pareti in muratura mentre le travi di bordo terminano su pilastri in cemento armato affiancati alle pareti murarie. Tali pilastri presentano sezione ridotta al piano terra per la presenza di conci di pietra sporgenti dalla costruzione adiacente e hanno quantità assai basse di armatura (si veda figura seguente).



- Parziale giunto strutturale tra corpo centrale e corpo laterale in cemento armato. Sul fronte ovest infatti sono presenti due pilastri affiancati mentre sul fronte est la trave di e il solaio del vano scala vanno ad appoggiarsi sulle strutture del corpo centrale.
- Cappa superiore esigua (circa 2 cm) e non armata nei solai in laterocemento del corpo laterale al di sopra del magazzino. Ne deriva una scarsa ripartizione trasversale del carico tra i travetti che insieme alla presenza di tramezze disposte parallelamente all'orditura della soletta può portare a cedimenti differenziali.

6. INDAGINI SPECIALISTICHE

6.1. Premessa

La procedura per la valutazione della sicurezza prevede le seguenti fasi:

- analisi storico-critica, ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione;
- rilievo geometrico-strutturale, riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi;
- caratterizzazione dei materiali e del loro degrado, sulla base di documentazione già disponibile, verifiche in situ e indagini sperimentali.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, possono essere individuati i “livelli di conoscenza” definendo così gli opportuni “fattori di confidenza”, utili a ridurre le proprietà meccaniche del materiale costruttivo.

In particolare, si distinguono i seguenti livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza limitata;
- LC2: Conoscenza adeguata;
- LC3: Conoscenza accurata.

Nel caso in esame, è richiesto dalla Committenza il raggiungimento del livello di conoscenza LC2.

Il livello di conoscenza può essere acquisito sulla base dello studio della documentazione progettuale originale inerente le strutture (depositata presso gli enti competenti all'epoca della costruzione) e/o mediante lo studio della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali allo stato attuale dell'opera.

Da un controllo effettuato presso l'ufficio che gestisce l'archivio delle pratiche strutturali della Città Metropolitana di Genova non risulta presente alcuna documentazione progettuale inerente le strutture portanti del fabbricato oggetto di valutazione della vulnerabilità sismica.

Pertanto, si è proceduto preliminarmente con l'esecuzione di una campagna di indagini sulle strutture esistenti, tale attività è stata svolta dal laboratorio SRT S.r.l. di Vado Ligure e dagli operatori messi a disposizione dalla Committenza che, con il coordinamento dei Professionisti incaricati, hanno proceduto, mediante microscassi, alla ricerca e alla definizione degli elementi strutturali.

Al termine della campagna di indagini, è stata fornita la relativa relazione specialistica di dettaglio, comprensiva dei certificati di prova; le prove sui materiali sono state effettuate dal laboratorio SRT S.r.l. in possesso della concessione del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001.

6.2. Descrizione della campagna di indagini specialistiche

Come esposto sopra, tutti i dati relativi alla struttura necessari per il raggiungimento del livello di conoscenza richiesto sono quindi frutto delle indagini che sono state effettuate in sito, concordate con la Committenza e la Segretaria della Scuola. L'interferenza con l'attività scolastica in corso è stata estremamente vincolante sia per la scelta dei punti di indagine sia per la loro conduzione. Ciò ha limitato, seppur cercando di soddisfare i requisiti di conoscenza imposti dalla normativa, la posizione dei punti da indagare, non potendo contemplare una delocalizzazione delle attività. Come esposto nei paragrafi precedenti, **non è stato possibile rilevare l'armatura all'estradosso delle travi dei corpi in cemento armato**, in quanto la demolizione del pavimento avrebbe interferito con le attività scolastiche in corso e un'eventuale chiusura delle aule o degli spazi comuni non era una soluzione percorribile.

Al termine della campagna di indagini, è stata redatta la relativa relazione specialistica di dettaglio, comprensiva dei certificati di prova; le prove sui materiali sono state effettuate dal laboratorio SRT S.r.l. che è in possesso della concessione del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001.

La campagna di indagini è stata svolta tramite le prove di seguito riportate.

Elementi in cemento armato

- indagini di tipo diretto:
 - carotaggi nel calcestruzzo e successiva prova di compressione monoassiale in laboratorio;
 - prelievo barre di armatura con successiva prova di trazione delle stesse in laboratorio;
- indagini di tipo indiretto:

sul calcestruzzo: prove di pull-out sui pilastri del piano secondo del corpo centrale in sostituzione dei carotaggi in quanto la presenza di barre verticali sottomesse di circa 10 cm rispetto al filo esterno dell'elemento (quindi di difficile localizzazione con il pacometro) non ne hanno permesso la realizzazione;

sui solai: endoscopie atte a indagarne la stratigrafia.

Per il raggiungimento del livello di conoscenza LC2 “Conoscenza adeguata”, si è reso necessario reperire le seguenti informazioni:

- geometria (carpenterie): rilievo ex-novo completo;
- dettagli strutturali: estese verifiche in-situ;
- proprietà dei materiali: estese prove in-situ;
- fondazioni: è stato eseguito un pozzetto geognostico in corrispondenza dell'angolo sud-ovest del corpo laterale fino al raggiungimento dell'imposta dei plinti. Non è stato possibile eseguire saggi nelle zone interne e anche sull'esterno in corrispondenza del corpo centrale in quanto l'attività si è dovuta svolgere durante il corso dell'attività scolastica, pertanto non era contemplabile l'ipotesi di chiusura o limitazione di fruizione degli spazi al piano terra in quanto ivi sono presenti le aule.

Più dettagliatamente, per quanto riguarda i dettagli costruttivi, occorre verificare la quantità e la disposizione dell'armatura per almeno il 35% degli elementi (tenendo conto di eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale).

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento “primario” (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella C8V Circolare n. 7/2019

Per l'identificazione delle proprietà dei materiali, la norma vigente prevede per ciascuna tipologia di elemento strutturale (travi e pilastri) l'estrazione di 2 provini di calcestruzzo ogni 300 m² di piano dell'edificio e 2 campioni di armatura per piano dell'edificio, con la

possibilità di sostituire non più del 50% di prove distruttive con un più ampio numero (almeno il triplo) di prove non distruttive, tarate su quelle distruttive.

Elementi in muratura portante

- indagini di tipo diretto:
 - Prove con Martinetto piatti doppio atto a definire il modulo di elasticità della muratura;
 - prelievo barre di armatura con successiva prova di trazione delle stesse in laboratorio;

Per il raggiungimento del livello di conoscenza LC2 “Conoscenza adeguata”, si è reso necessario reperire le seguenti informazioni:

- geometria (carpenterie): rilievo ex-novo completo;
- dettagli strutturali: estese verifiche in-situ;
- proprietà dei materiali: estese prove in-situ;
- fondazioni: è stato eseguito un pozzetto geognostico in corrispondenza del primo livello sul prospetto nord fino al raggiungimento dell’imposta delle fondazioni delle pareti murarie. Non è stato possibile eseguire saggi nelle zone interne in quanto l’attività si è dovuta svolgere durante il corso dell’attività scolastica, pertanto non era contemplabile l’ipotesi di chiusura o limitazione di fruizione degli spazi al piano terra in quanto ivi sono presenti le aule.

Per la posizione delle indagini eseguite si rimanda alle relative tavole allegate al presente lavoro.

Nel seguito si descrivono in modo più dettagliato le singole tipologie di indagini eseguite sulle strutture in cemento armato e in muratura.

6.3. Descrizione delle singole indagini

Di seguito si riporta una breve descrizione delle indagini condotte sull'edificio scolastico, rimandando agli allegati per descrizioni ulteriori.

Localizzazione ferri d'armatura

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito del "Rilievo dei dettagli costruttivi" su strutture in calcestruzzo armato così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e alla Circolare esplicativa n.7 del 21/01/2019. Il rilievo della disposizione e della profondità dei rinforzi avviene in maniera assolutamente non invasiva mediante localizzatore di armature; in funzione della geometria e della profondità delle barre può essere necessario procedere ad una locale rimozione di copriferro per accertare i diametri in gioco in maniera diretta.

Limitazioni

Profondità max. per la stima del copriferro 10 cm c.ca.

Profondità max. per la stima del diametro 6 cm c.ca.

Prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo (UNI EN 12504 pt. 1)

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito della "Definizione delle caratteristiche dei materiali" su strutture in calcestruzzo armato così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21/01/2019, completata dalla prova di compressione sul provino estratto. Ai sensi della normativa è la prova irrinunciabile per fornire un valore certo di resistenza a compressione del conglomerato; il campionamento avviene tramite carotaggio a umido con utensile elettrico prelevando campioni da 100mm (standard) o diametri diversi. La carota estratta viene quindi sottoposta a taglio e rettifica per ricavare un provino utile per la prova di compressione.

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Mappatura dei rinforzi metallici senza rilievo

Eventuale utilizzo di sistemi di aspirazione polveri e acqua del carotaggio

Misura della profondità di carbonatazione sul provino estratto (UNI 9944)

Limitazioni

Profondità di carotaggio standard pari a circa due diametri;

Non praticabile il carotaggio dal basso all'alto con utensile standard.

Prova di compressione su carota (UNI EN 12390/3)

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Misura della profondità di carbonatazione sul provino estratto (UNI 9944)

Taglio e rettifica della carota

Emissione del certificato di prova

Campionamento barre di acciaio d'armatura in opera e prova di trazione

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito della "Definizione delle caratteristiche dei materiali" su strutture in calcestruzzo armato così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21/01/2019, completata dalla prova di trazione sul provino estratto. Il campionamento avviene tramite taglio mediante smerigliatrice angolare in corrispondenza di una barra esposta mediante scalpellatura.

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Mappatura dei rinforzi metallici

Rimozione del copriferro

Indagine tipo pull-out su calcestruzzo armato

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito della "Definizione delle caratteristiche dei materiali" su strutture in calcestruzzo armato così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21/01/2019. Essa consiste nella misura della forza necessaria a strappare dal calcestruzzo un inserto metallico standardizzato (tre strappi ogni punto di misura); l'informazione così ottenuta permette di valutare qualitativamente la resistenza del conglomerato, evidenziando comparativamente le eventuali differenze fra i diversi elementi. In mancanza di prove dirette di compressione su carote i responsi di questa prova possono fornire una stima indicativa della resistenza meccanica del conglomerato attraverso varie espressioni di bibliografia. In abbinamento alle prove dirette di compressione questa indagine consente di:

- ridurre il numero di carotaggi necessari;
- garantire che i punti scelti per i carotaggi siano rappresentativi della struttura;

- mediante la costruzione di curve di correlazione specifiche per la struttura investigata, estendere l'informazione delle prove di compressione ad un numero superiore di elementi, in conformità a quanto specificato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Mappatura dei rinforzi metallici senza rilievo

Rimozione dell'eventuale strato di intonaco

Verifica durezza acciaio in sito

Generalità

Scopo dell'indagine sarà misurare la durezza dei materiali metallici in opera. Le prove saranno eseguite utilizzando un durometro portatile. Le zone d'indagine saranno preventivamente lucidate mediante leggera molatura con carta abrasiva a grana fine. Secondo norma UNI EN ISO 18265 i risultati della durezza, sono convertibili in carichi di rottura dell'acciaio (espressi in MPA) secondo tabelle di conversione contenute nella norma.

Si precisa che i dati dell'acciaio in sito non verranno utilizzati per la determinazione della resistenza dell'acciaio ma verranno soltanto confrontati con quelli ottenuti dalle prove dirette sul materiale per confermarne la validità.

Indagine endoscopica

Generalità

L'indagine si inserisce nell'ambito del "Rilievo dei dettagli costruttivi" su strutture in calcestruzzo o muratura così come richiesto dalle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C. 18, D.M. 17/01/2018) e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21/01/2019. Essa consiste nel rilievo degli spessori e delle stratigrafie di murature o solai mediante ispezione con endoscopio rigido a direzione di visione variabile di diametro 8mm e acquisizione della relativa documentazione fotografica su supporto digitale.

Operazioni correlate incluse nella lavorazione

Esecuzione della foratura (diametro standard 25mm)

Limitazioni

Profondità massima di indagine con strumentazione standard pari a circa 70cm.

Prove pacometriche

Il pacometro è uno strumento utilizzato per localizzare in modo rapido ed accurato la presenza e l'orientamento delle barre nel calcestruzzo armato e misurare con buona precisione lo

spessore del copri ferro ed il diametro dei ferri d'armatura. Il rilievo dei ferri d'armatura con il metodo elettromagnetico risulta l'indispensabile fase preliminare per qualunque tipologia di controllo su strutture in c.a. In particolare, questo tipo di indagine viene utilizzata per l'individuazione di zone libere utili all'esecuzione delle prove non invasive (metodo microsismico) e semi distruttive (pull out, microcarotaggi), per verificare la corrispondenza tra gli elementi metallici rilevati e quelli dichiarati dal costruttore, per determinare la posizione di ferri verticali e staffe durante le indagini preliminari su edifici esistenti, qualora risultino assenti tavole strutturali e progetti dettagliati. Lo strumento sfrutta il principio delle correnti passive: un conduttore massiccio, come può essere un'armatura, sottoposto ad un campo d'induzione magnetica dissipa una certa quantità di potenza in funzione della sua resistività e geometria. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Un sistema d'informazione direzionale indica se la sonda si avvicina o si allontana dalla barra permettendo di raggiungere precisioni molto elevate, dell'ordine del millimetro. La posizione delle barre viene individuata con estrema precisione e rapidità grazie alla presenza di spie audio e indicazioni luminose.

Martinetti piatti doppi

Definizione della tecnica di indagine Le seguenti prescrizioni specificano un metodo per determinare in sito il legame locale sforzo-deformazioni (in campo elastico) in funzione dello sforzo. La prova viene eseguita utilizzando martinetti piatti, contrastati nell'applicazione dello sforzo ad un limitato volume murario, dall'intera massa muraria sovrastante.

La tecnica di prova è basata sull'uso contemporaneo di due martinetti piatti doppi, collegati ad una pompa idraulica comune, per comprimere il volume di muratura compreso tra essi. La muratura sovrastante e sottostante funge da contrasto alla reazione esercitata dai martinetti stessi. Ne consegue che il limite del livello di sollecitazione applicabile, sarà legato al valore dello stato di sforzo locale esistente nella muratura, incrementato di un fattore per tener conto di una possibile diffusione del carico.

Viene impiegata la seguente strumentazione di prova:

- Attrezzatura per eseguire il taglio: può essere un trapano a basso numero di giri, in modo da tagliare materiali soffici come la malta, nei giunti regolari, o una sega semicircolare con disco eccentrico nel caso in cui il taglio venga eseguito in murature di pietra a giunti irregolari;

- Aspirapolvere, spazzole ed altri utensili per pulire il taglio e rimuovere eventuali detriti;
- Martinetto piatto. Il martinetto piatto di metallo, finora il più usato, è costituito da un foglio di lamiera piegato a tasca e saldato su tre lati, che può essere gonfiato con olio, o altri fluidi previsti dal produttore della strumentazione, a pressione con un sistema di ingresso e uscita del fluido. Sistema idraulico.
- Pompa idraulica. E' necessaria una pompa idraulica elettrica o a mano con tubi di connessione flessibili e ad alta pressione che possano essere collegati con il sistema di ingresso del martinetto. La pressione deve essere misurata con un manometro, posto in uscita, opportunamente calibrato, in modo che abbia un'accuratezza dell'1% rispetto ad una scala idraulica completa. Il sistema idraulico deve essere capace di mantenere una pressione costante entro l'1% dell'intera scala per almeno 5 min. 4.5.
- Misura degli spostamenti. La misura degli spostamenti viene eseguita mediante strumentazione elettronica, come LVDT (Linearly Variable Differential Transformer) installati sulla superficie esterna della muratura compresa tra i due martinetti oppure con un estensimetro meccanico removibile che misura la distanza tra punti fissati mediante basette applicate. Le misure degli spostamenti devono essere eseguite con una precisione pari ad almeno $\pm 0,005\%$ della distanza misurata (o lo strumento deve avere una precisione millesimale), ad intervalli discreti o in continuo attraverso un sistema automatico;
- Fissaggio della strumentazione di misura. La strumentazione di misura deve essere fissata rigidamente per impedire movimenti e garantire la accuratezza di misura richiesta. Per fissare piastrine nel caso di misure manuali, usare un adesivo rigido, e sistemi di fissaggio meccanico o paste cementizie per sistemi automatici. Le piastrine per misure manuali devono avere una depressione conica al centro compatibile con le punte di fissaggio dello strumento di misura. Gli angoli della depressione conica e delle punte dello strumento devono essere gli stessi.

La prova fornisce i seguenti risultati:

- Il valore dello sforzo di compressione tra i martinetti;
- Modulo elastico tangente a ogni passo della prova;
- Il coefficiente di dilatazione trasversale.

Quando è possibile spingere lo sforzo oltre il limite elastico si può anche calcolare lo sforzo cumulativo al limite di elasticità misurato in sito (al limite cioè del comportamento elastico), che si può considerare come sforzo di prima fessurazione

6.4. Restituzione indagini diagnostiche

Per la restituzione delle indagini diagnostiche si rimanda alla relazione redatta dal laboratorio SRT S.r.l..

7. RIFERIMENTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

7.1. Premessa

Per le caratteristiche del terreno si fa riferimento ai contenuti della Relazione Geologica inerente “Valutazione vulnerabilità sismica, indagini preliminari e progettazione di fattibilità tecnica ed economica dell’edificio scolastico: I.P.S.I.S. Gaslini P./Meucci A. sede Via Pastorino Pasquale 15 Genova” a firma del Geologo Dott. Ruggero Dameri.

Dalla sopra citata relazione si evince che l’area sorge al di sopra di un substrato lapideo costituito dalla Formazione delle Argilliti di Montanesi; si tratta in particolare di argilliti e argilloscisti grigio scuri e nerastri caratterizzati spesso da accentuata foliazione. In presenza di fratturazione, l’ammasso è caratterizzato da un cappellaccio di alterazione di colore bruno

Nei sondaggi penetrometrici limitrofi, la formazione rocciosa risulta sepolta al di sotto di una copertura sciolta di spessore variabile attorno ai 2 metri circa.

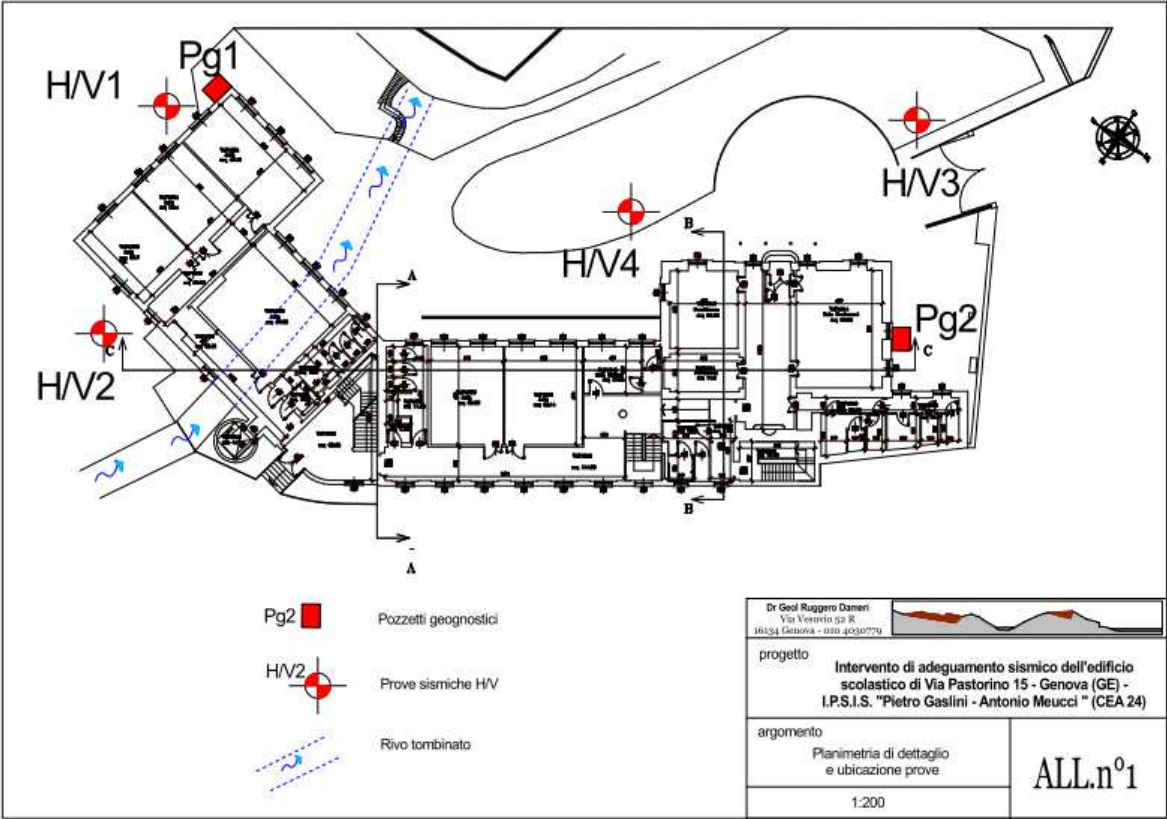
Nelle indagini non è stata rilevata una falda di pendio significativa.

7.2. Descrizione del programma di indagini e delle prove geotecniche

In particolare sono state realizzate quattro prove sismiche verticali HVSR a stazione singola, mediante apposito tromografo con sensori ad alto guadagno. Sono stati inoltre realizzati due scavi assaggio presso le fondazioni.

Le indagini eseguite in questa fase sono state integrate con le risultanze della campagna di prove geotecniche in sito (3 prove DPM) realizzata nel 2017 e propedeutica alla ristrutturazione della limitrofa palazzina laboratori ed alla sistemazione degli spazi esterni.

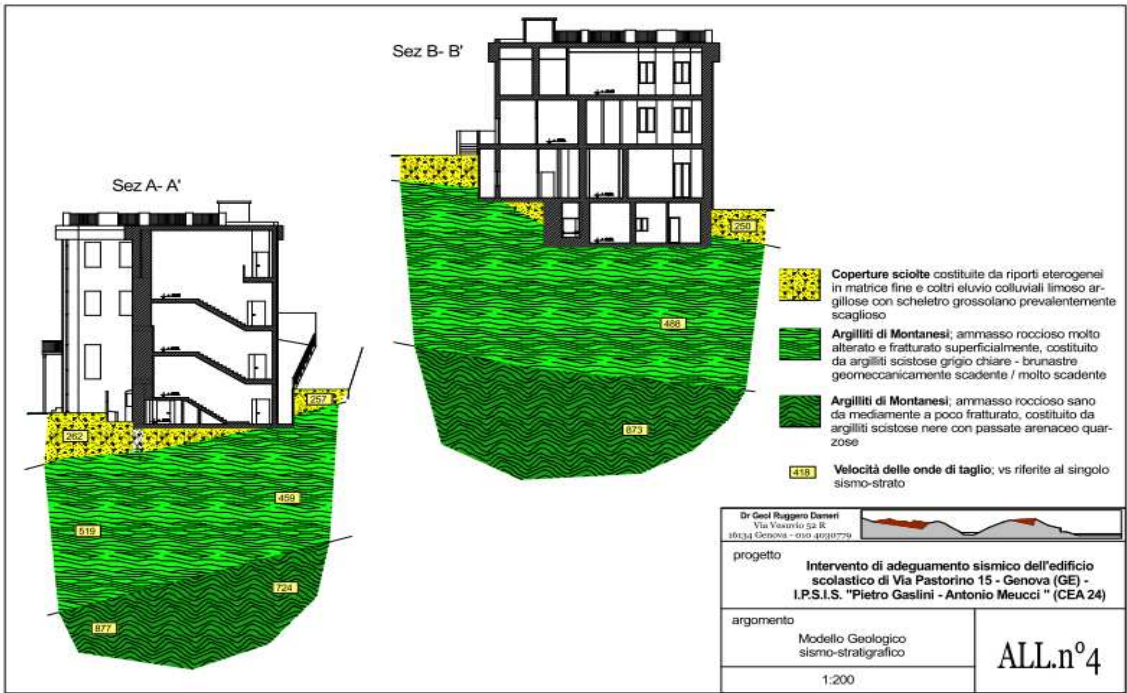
Nella figura seguente sono riportate le ubicazioni relative ai vari tipi di prove svolte:



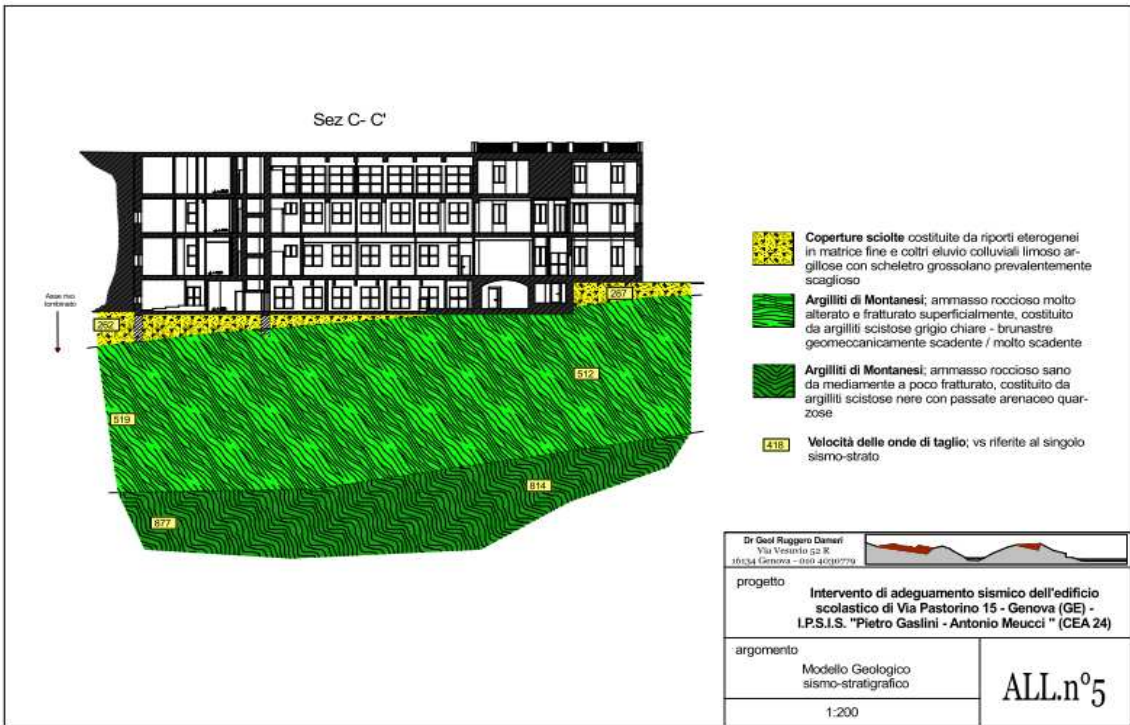
Ubicazione delle prove

7.3. **Modello geotecnico del sottosuolo**

Sulla base delle prove eseguite è stato possibile sviluppare diverse sezioni interpretative del sottosuolo che vengono riportate nelle figure seguenti:



Sezioni stratigrafiche A-A e B-B



Sezione stratigrafica C-C

Dal punto di vista stratigrafico, partendo dal p.c., è possibile quindi individuare i seguenti orizzonti:

- Riporti superficiali

Spessore	0.5-1 m circa
Peso di volume	$\gamma = 1.75-1.80 \text{ t/m}^3$
Coesione	$c' = 0 \text{ t/m}^2$
Angolo di attrito	$\phi = 30.5^\circ$

- Coltre a matrice fine limoso argillosa

Spessore	2 m circa
Peso di volume	$\gamma = 1.85-1.9 \text{ t/m}^3$
Coesione	$c' = 0 \text{ t/m}^2$
Angolo di attrito	$\phi = 27^\circ$

- Ammasso roccioso

Resistenza a compressione uniassiale	$C_{ok} = 8-10 \text{ MPa}$
Peso di volume	$\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$
Coesione	$c' = 4.3 \text{ t/m}^2$
Angolo di attrito	$\phi = 31.7^\circ$

7.4. Parametri sismici del terreno

Categoria di sottosuolo

Sulla base della stratigrafia del terreno il sottosuolo viene classificato **Categoria di sottosuolo B** ai sensi della tabella 3.2.II delle NTC18 qui di seguito riportata.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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>

Condizioni topografiche

Il sito su cui sorgerà la costruzione è classificato in **categoria topografica T2** secondo la tabella 3.2.III delle NTC18 qui di seguito riportata

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 $i > 30^\circ$

8. ANALISI DEI CARICHI SUI SOLAI

8.1. Pesì propri solai

Nelle verifiche sono stati assunti i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

- Peso proprio del calcestruzzo: **2500 daN/m³**
- Peso proprio delle pignatte in laterizio: **500 daN/m³**
- Peso proprio del legno: **600 daN/m³**
- Peso proprio delle solette in laterocemento e c.a.:

<u>Solaio Tipo 1</u>	caldana:	$0.02 \times 2500 =$	50 daN/m ²
	tavella sup.	$0.03 \times 500 \times 0.55 / 0.70 =$	12 daN/m ²
	travetto	$0.44 \times 0.10 \times 2700 / 0.70 =$	160 daN/m ²
	tavette vert.	$2 \times 0.03 \times 0.41 \times 500 / 0.70 =$	18 daN/m ²
	tavella inf.	0.04×500	<u>20 daN/m²</u>
		TOTALE =	260 daN/m²

<u>Solaio Tipo 2</u>	caldana:	$0.04 \times 2500 =$	100 daN/m ²
	travetti	$0.10 \times 0.20 \times 2500 / 0.80 +$ $0.10 \times 0.20 \times 2500 \times (0.7 / 0.8^2) =$	120 daN/m ²
	pignatte	$0.20 \times 500 \times (1^2 - 2 \times 0.1 / 0.8) =$	<u>75 daN/m²</u>
		TOTALE =	295 daN/m²

<u>Solaio Tipo 3</u>	caldana:	$0.04 \times 2500 =$	100 daN/m ²
	travetti	$0.08 \times 0.16 \times 2500 / 0.35 =$	90 daN/m ²
	pignatte	$0.16 \times 500 \times 0.27 / 0.35 =$	<u>60 daN/m²</u>
		TOTALE =	250 daN/m²

<u>Solaio Tipo 4</u>	caldana:	$0.02 \times 2500 =$	50 daN/m ²
	travetti	$0.08 \times 0.18 \times 2500 / 0.38 =$	95 daN/m ²
	pignatte	$0.18 \times 500 \times 0.30 / 0.38 =$	<u>70 daN/m²</u>
		TOTALE =	215 daN/m²

<u>Solaio Tipo 5</u>	caldana:	$0.04 \times 2500 =$	100 daN/m ²
	travetti	$0.16 \times 0.08 \times 2500 / 0.54 =$	45 daN/m ²
	pignatte	$0.08 \times 500 \times 0.38 / 0.54 =$	<u>30 daN/m²</u>
		TOTALE =	175 daN/m²

<u>Solaio Tipo 6</u>	caldana:	$0.04 \times 2500 =$	100 daN/m ²
	travetti	$0.10 \times 0.20 \times 2500 / 0.80 +$	
		$0.10 \times 0.20 \times 2500 \times (0.7 / 0.8^2) =$	120 daN/m ²
	pignatte	$0.20 \times 500 \times (1^2 - 2 \times 0.1 / 0.8) =$	<u>75 daN/m²</u>
		TOTALE =	295 daN/m²

<u>Solaio Tipo 7</u>	caldana:	$0.06 \times 2500 =$	150 daN/m ²
	travetti	$0.08 \times 0.24 \times 2500 / 0.40 =$	120 daN/m ²
	pignatte	$0.24 \times 500 \times 0.32 / 0.40 =$	<u>95 daN/m²</u>
		TOTALE =	365 daN/m²

<u>Solaio Tipo 8</u>	pieno	$0.10 \times 2500 =$	250 daN/m²
-----------------------------	-------	----------------------	------------------------------

<u>Solaio Tipo 9</u>	caldana:	$0.04 \times 2500 =$	100 daN/m ²
	travetti	$0.08 \times 0.12 \times 2500 / 0.85 +$	
		$0.08 \times 0.12 \times 2500 \times (0.77 / 0.85^2) =$	55 daN/m ²
	pignatte	$0.12 \times 500 \times (1^2 - 2 \times 0.08 / 0.85) =$	<u>50 daN/m²</u>
		TOTALE =	205 daN/m²

<u>Solaio Tipo 10</u>	pieno	$0.10 \times 2500 =$	250 daN/m²
------------------------------	-------	----------------------	------------------------------

<u>Solaio Tipo 11</u>	caldana:	$0.05 \times 2500 =$	125 daN/m ²
	travetti	$0.10 \times 0.30 \times 2500 / 0.75 =$	100 daN/m ²
	pignatte	$0.30 \times 500 \times 0.65 / 0.75 =$	<u>130 daN/m²</u>
		TOTALE =	355 daN/m²

<u>Solaio Tipo 12</u>	caldana:	$0.06 \times 2500 =$	150 daN/m ²
------------------------------	----------	----------------------	------------------------

travetti	$0.08 \times 0.16 \times 2500 / 0.35 =$	90 daN/m ²
pignatte	$0.16 \times 500 \times 0.27 / 0.35 =$	<u>60 daN/m²</u>
	TOTALE =	305 daN/m²

<u>Solaio Tipo 13</u> pieno	$0.12 \times 2500 =$	300 daN/m²
------------------------------------	----------------------	------------------------------

<u>Solaio Tipo 14</u> pieno	$0.10 \times 2500 =$	250 daN/m²
------------------------------------	----------------------	------------------------------

<u>Solaio Tipo 15</u> caldana:	$0.04 \times 2500 =$	100 daN/m ²
travetti:	$0.12 \times 0.16 \times 2500 / 0.50 =$	95 daN/m ²
pignatte	$0.16 \times 500 \times 0.38 / 0.50 =$	<u>65 daN/m²</u>
	TOTALE =	260 daN/m²

<u>Solaio Tipo 16</u> caldana:	$0.04 \times 2500 =$	100 daN/m ²
travetti	$0.08 \times 0.16 \times 2500 / 0.35 =$	90 daN/m ²
pignatte	$0.16 \times 500 \times 0.27 / 0.35 =$	<u>60 daN/m²</u>
	TOTALE =	250 daN/m²

<u>Rampe Scale</u>	$(0.08 + 0.14 / 2) \times 2500 =$	250 daN/m²
---------------------------	-----------------------------------	------------------------------

- Peso proprio dei **solai in legno**:

travetti	$0.08 \times 0.20 \times 600 / 0.50 =$	20 daN/m ²
tavolato		<u>20 daN/m²</u>
	TOTALE =	40 daN/m²

- Peso proprio dei **solai in putrelle e laterizio**:

profilati	$21.9 / 0.80 =$	30 daN/m ²
laterizio	$0.18 \times 0.8 \times 500 / 0.8$	<u>90 daN/m²</u>
	TOTALE =	120 daN/m²

8.2. Sovraccarichi permanenti uniformemente distribuiti

Copertura Impermeabilizzaz. sottofondo e intonaco = **100 daN/m²**

Piano Terzo Pavimentazione e intonaco

solai Tipo 1-3-6-8-9-15: **100 daN/m²**

solaio Tipo 7: **240 daN/m²**

Tramezze

solaio Tipo 1: $0.10 \times 1100 \times 3,75 = 412 \rightarrow$ **200 daN/m²**

solaio Tipo 3-6: $0.11 \times 1100 \times 3,97 = 480 \rightarrow$ **200 daN/m²**

solaio Tipo 8: $0.11 \times 1100 \times 4,03 = 487 \rightarrow$ **200 daN/m²**

solaio Tipo 7-9-15: **0 daN/m²**

Piano Secondo Pavimentazione e intonaco

solai Tipo 1-3-6-10: **200 daN/m²**

solaio Tipo 11: **115 daN/m²**

Tramezze

solaio Tipo 1: $0.10 \times 1100 \times 3,35 = 368 \rightarrow$ **160 daN/m²**

solaio Tipo 3-6: $0.11 \times 1100 \times 3,55 = 429 \rightarrow$ **200 daN/m²**

solaio Tipo 10: $0.11 \times 1100 \times 3,73 = 410 \rightarrow$ **200 daN/m²**

solaio Tipo 11: **0 daN/m²**

Piano Primo Pavimentazione e intonaco

solai Tipo 3-12-13-14: **200 daN/m²**

Tramezze

solaio Tipo 3: $0.12 \times 1100 \times 3,24 = 427 \rightarrow$ **200 daN/m²**

solaio Tipo 12: $0.12 \times 1100 \times 3,74 = 494 \rightarrow$ **200 daN/m²**

solaio Tipo 13-14: $0.11 \times 1100 \times 3,97 = 426 \rightarrow$ **200 daN/m²**

Rampe scale **200 daN/m²**

<u>Solai in legno</u>	pavimentazione	150 daN/m ²
	canniccio: 0.03x2000 =	<u>60 daN/m²</u>
	TOTALE =	210 daN/m²

<u>Solai in putrelle e laterizio</u>	pavimentazione	150 daN/m ²
	canniccio: 0.03x2000 =	<u>60 daN/m²</u>
	TOTALE =	210 daN/m²

8.3. Sovraccarichi permanenti per tamponamento perimetrale

Pareti con camera d'aria

intonaco est.	0.03x2000 =	60 daN/m ²
semipieno	0.08x1200 =	95 daN/m ²
tavella	0.06x900	55 daN/m ²
intonaco int.	0.02x2000 =	<u>40 daN/m²</u>
	TOTALE =	250 daN/m ²
Considerando 40% di bucatore. 0.60x150 =		150 daN/m²

Pareti senza camera d'aria

intonaco est.	0.03x2000 =	60 daN/m ²
mattoni e cls	0.35x1800 =	630 daN/m ²
intonaco int.	0.02x2000 =	<u>40 daN/m²</u>
	TOTALE =	730 daN/m ²
Considerando 50% di bucatore. 0.50x730 =		365 daN/m²

8.4. Sovraccarichi variabili

<u>Copertura</u>	<u>Manutenzione</u> =	50 daN/m²
	<u>Neve</u> =	80 daN/m²

	Zona	II
	s/zona	
	Comune	Genova
Altitud. sito sul livello mare	as =	50 m

Carico caratt. neve al suolo	qsk =	1.00	kN/m ²
Coeff. di esposizione	Ce	1.0	
Coeff. termico	Ct	1.0	
Inclinazione falda	α_l	0	°
Coeff. forma della copertura	μ_l	0.8	
Carico neve su copertura	qs1	80	daN/m ²

Piani Terzo, Secondo e Primo

Scuole: cat. **C1** della Tab. 3.1.II = **300 daN/m²**

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

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 attese, 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, adatri 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

Scale

400 daN/m²

9. VENTO E SISMA

9.1. Azione del vento

L'area in cui è costruita la scuola si trova in **zona 7**, (si veda fig. 3.3.1)



Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

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

La classe di rugosità, di cui alla tabella 3.3.III è assimilata alla **B**, la categoria di esposizione del sito risulta quindi la **IV**.

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).

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

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

Sulla base dei valori dei coefficienti delle tabelle 3.3.I. e 3.3.II si valuta la pressione del vento, in via cautelativa alla quota più alta dell'edificio ($h=18$ m circa), a meno dei coefficienti di forma.

GENOVA ---> ZONA **7**

Altitud. sito sul livello mare	as =	50	m
	a0 =	1000	m
	ks =	0.54	
	ca =	1	
	vb,0 =	28	m/s
	vb =	28	m/s
Densità dell'aria	r =	1.25	kg/m ³
	Tr =	50	anni
	cr =	1.00	
Velocità di riferimento	vr =	28	m/s
Pressione cinetica di rif.to	qr =	491	N/m ²
Classe di rugosità del terreno:		B	
distanza dalla costa:			
--> CATEGORIA		IV	
	kr =	0.22	
	z0 =	0.30	m
	zmin =	8.00	m
Altezza costruzione	z =	18.00	m
Coeff. di topografia	ct =	1.00	
Coeff. di esposizione	ce (z) =	2.20	
Coeff. dinamico	cd =	1.00	
Pressione del vento	p =	108	daN/m ²
Coeff. di forma	cpe, A =	0.8	
	cpe, B ₁ =	-0.2	
	cpe, B ₂ =	0.2	
Pressione del vento sopra-vento	pf =	86	daN/m ²
Pressione del vento sotto-vento	pf 1 =	-22	daN/m ²
Pressione del vento sotto-vento	pf 2 =	22	daN/m ²
Pressione totale p1		108	daN/m²
Pressione totale p2		65	daN/m²

9.2. Azione sismica

L'edificio in oggetto è una costruzione di **Tipo 2 e Classe d'uso III** come esposto nei paragrafi precedenti; l'analisi in condizioni sismiche viene quindi sviluppata con riferimento allo **stato limite di salvaguardia delle vite (SLV)**.

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito dalle Norme Tecniche 17 gennaio 2018. Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche, i parametri necessari a tracciare lo spettro.

I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La norma prevede che i valori delle tre grandezze siano calcolati per un periodo di ritorno assegnato (T_R), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite e al periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R), definito al precedente cap.5, in funzione del tipo di costruzione e della classe d'uso.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \quad [3.2.0]$$

I periodi che definiscono lo spettro sono determinati a seconda della **categoria di sottosuolo** (Tabella 3.2.II delle norme tecniche) che, nel caso in oggetto, risulta di **tipo B**, come riportato al precedente capitolo 6.

Sulla base della categoria di sottosuolo e della categoria topografica vengono definiti rispettivamente il **Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s** e il **Coefficiente di amplificazione topografica S_t** che nel caso in oggetto valgono rispettivamente:

$$S_s = 1,2$$

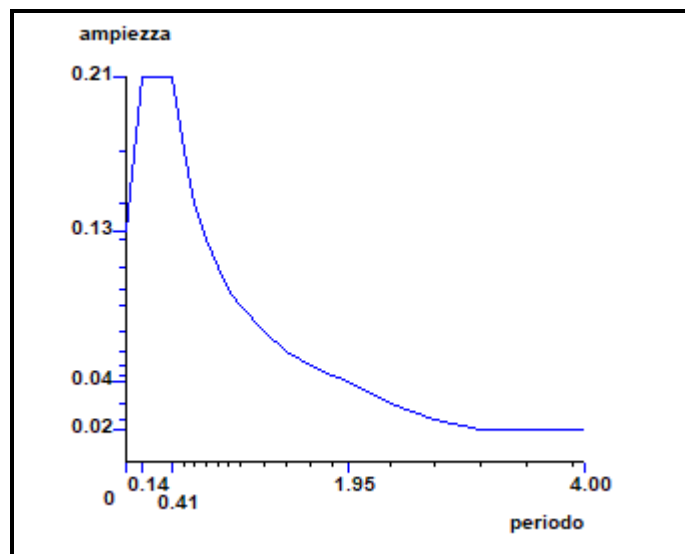
$$S_t = 1,2$$

Per la parte di struttura in muratura è stata sviluppata un analisi statica non lineare mediante il programma 3Muri distribuito dalla S.T.A. DATA, per la parte di struttura in cemento armato è stata svolta un analisi dinamica modale con fattore di struttura (assunto pari a $q=1,50$) mediante il programma agli elementi finiti Mastersap distribuito dalla AMV.

Di seguito si riporta lo spettro di risposta allo SLU in accelerazione delle componenti orizzontali con cui è stato analizzato il corpo in cemento armato ($q=1,50$)

Spettri orizzontali:

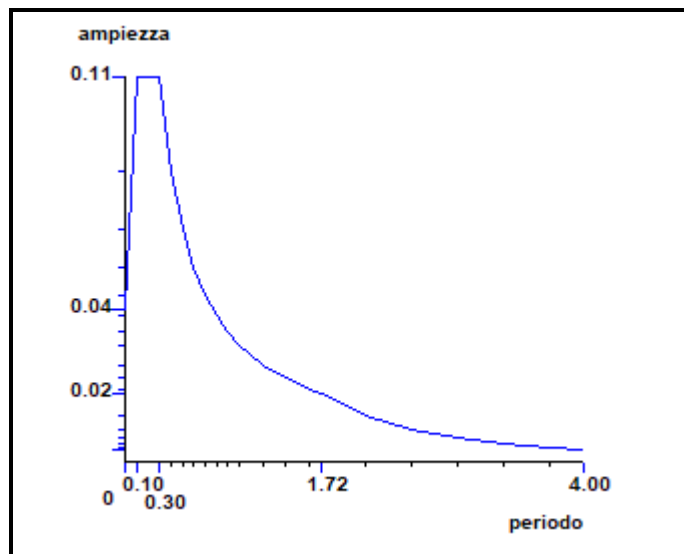
Num.	Periodo	A.slu X
1	0.000	0.1253
2	0.135	0.2092
3	0.405	0.2092
4	0.500	0.1696
5	0.600	0.1413
6	0.700	0.1211
7	0.800	0.1060
8	0.900	0.0942
9	1.000	0.0848
10	1.200	0.0707
11	1.400	0.0606
12	1.600	0.0530
13	1.800	0.0471
14	1.948	0.0435
15	2.300	0.0312
16	2.700	0.0227
17	3.100	0.0174
18	3.500	0.0174
19	3.900	0.0174
20	4.000	0.0174



Spettro di risposta allo SLV delle componenti orizzontali

Di seguito si riporta lo spettro di risposta allo SLO in accelerazione delle componenti orizzontali con cui è stato analizzato il corpo in cemento armato.

Num.	Periodo	A.sld XY
1	0.000	0.0418
2	0.101	0.1052
3	0.304	0.1052
4	0.400	0.0799
5	0.500	0.0639
6	0.600	0.0532
7	0.700	0.0456
8	0.800	0.0399
9	0.900	0.0355
10	1.000	0.0319
11	1.200	0.0266
12	1.400	0.0228
13	1.600	0.0200
14	1.716	0.0186
15	2.100	0.0124
16	2.500	0.0088
17	2.900	0.0065
18	3.300	0.0050
19	3.700	0.0040
20	4.000	0.0034



10. MODELLAZIONE SISMICA E STATICA DEL CORPO IN CEMENTO ARMATO

10.1. Premessa

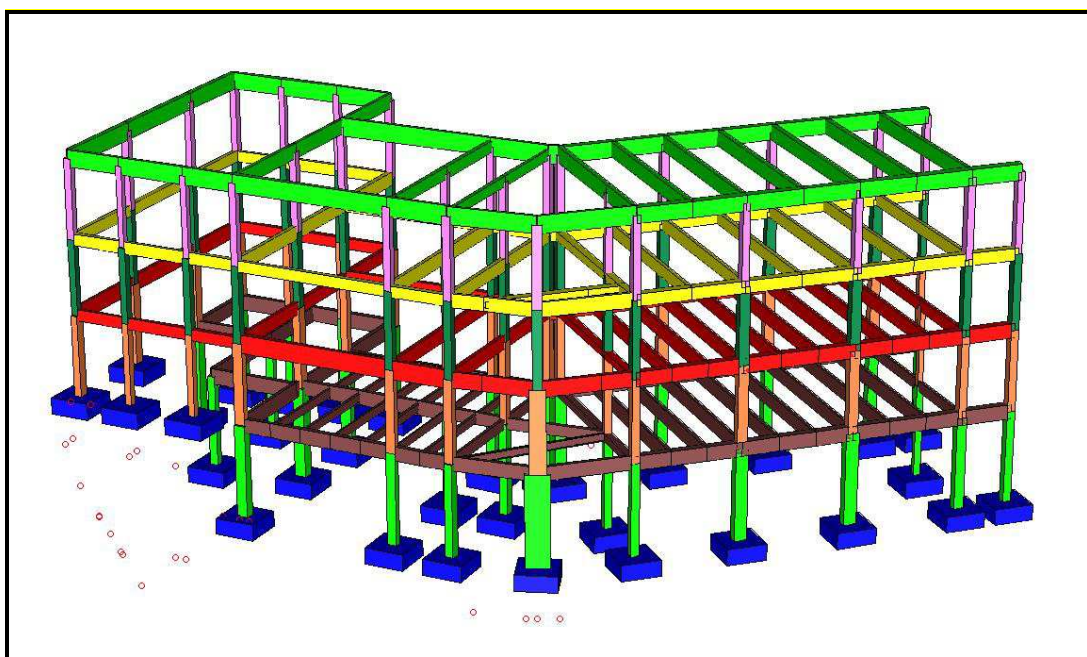
Sebbene le strutture in cemento e in muratura siano prive di giunto sismico, sono state modellate per semplicità separatamente in modo da poter studiare più facilmente il comportamento in condizioni sismiche.

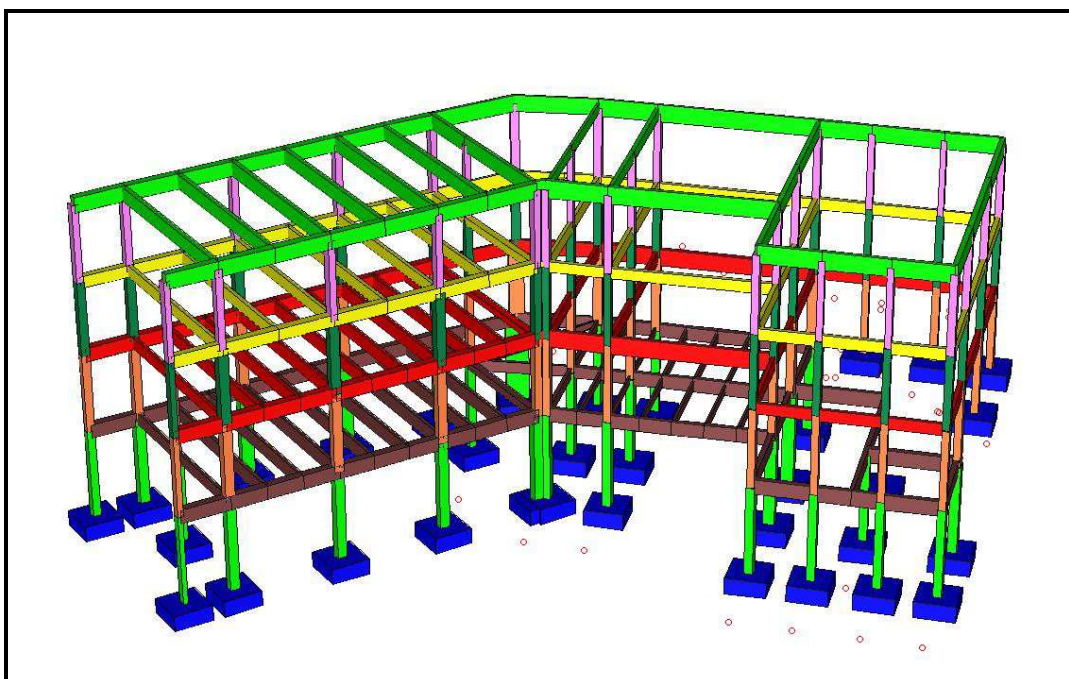
L'analisi della struttura in cemento armato è stato effettuato con l'ausilio del software di calcolo strutturale agli elementi finiti **Mastersap** distribuito dalla AMV.

Il comportamento della struttura sotto le azioni statiche e dinamiche è stato trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. Le fondazioni sono state modellate mediante l'uso di elementi piastra "plinto" ed il comportamento del terreno è rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso un'opportuna costante di sottofondo assunta pari a 3 kg/cm^3 .

E' stata sviluppata un'analisi della struttura in campo lineare, i parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano principalmente il modulo di Young e il coefficiente di Poisson.

Di seguito si riportano alcune immagini del modello generato:



Schematizzazione solida del modello utilizzato per il calcolo*Schematizzazione solida del modello utilizzato per il calcolo.***10.2. Caratteristiche dei materiali**

Si riportano nel seguito i certificati di prova sulle carote di calcestruzzo, i risultati delle prove pull-out e i risultati delle prove di trazione sugli spezzoni di barra prelevate in situ e riportati nella relazione del laboratorio SRT s.r.l..

Risultati delle prove sulle carote di calcestruzzo:

DATI DICHIARATI		RISULTATI DELLE PROVE						
Identificazione provino	Data prelievo dichiarata	Dimensioni del provino [mm]		Area compr. [mm ²]	Massa Volumica [g/cm ³]	Data prova	Resistenza a compressione R _c [N/mm ²]	Tipo di rottura
		Ø	h					
C1	26.03.2019	94,1	94,7	6955	2,300	03.05.2019	25,6	N
C2	26.03.2019	94,1	94,3	6955	2,322	03.05.2019	30,1	N
C3	26.03.2019	94,1	94,5	6955	2,244	03.05.2019	16,0	N
C4	26.03.2019	94,1	94,3	6955	2,270	03.05.2019	20,2	N
C5	26.03.2019	94,1	94,4	6955	2,228	03.05.2019	14,8	N
C6	26.03.2019	94,1	94,1	6955	2,160	03.05.2019	15,2	N

DATI DICHIARATI		RISULTATI DELLE PROVE						
Identificazione provino	Data prelievo dichiarata	Dimensioni del provino [mm]		Area compr. [mm ²]	Massa Volumica [g/cm ³]	Data prova	Resistenza a compressione R _c [N/mm ²]	Tipo di rottura
		Ø	h					
C7	28.03.2019	94,1	94,4	6955	2,377	03.05.2019	36,6	N
C8	28.03.2019	94,1	94,6	6955	2,199	03.05.2019	16,2	N
C9	28.03.2019	94,1	94,5	6955	2,188	03.05.2019	19,2	N
C10	28.03.2019	94,1	94,4	6955	2,172	03.05.2019	13,4	N
C11	28.03.2019	94,1	93,8	6955	2,120	03.05.2019	16,6	N
C12	28.03.2019	94,1	94,2	6955	2,357	03.05.2019	27,6	N

DATI DICHIARATI		RISULTATI DELLE PROVE						
Identificazione provino	Data prelievo dichiarata	Dimensioni del provino [mm]		Area compr. [mm ²]	Massa Volumica [g/cm ³]	Data prova	Resistenza a compressione R _c [N/mm ²]	Tipo di rottura
		Ø	h					
C13	02.04.2019	94,1	94,3	6955	2,369	03.05.2019	27,5	N
C14	02.04.2019	94,1	94,2	6955	2,262	03.05.2019	13,4	N
C15	02.04.2019	94,1	94,3	6955	2,253	03.05.2019	12,3	N
C16	02.04.2019	94,1	94,2	6955	2,398	03.05.2019	38,6	N
C17	02.04.2019	94,1	93,6	6955	2,253	03.05.2019	22,4	N
C18	02.04.2019	94,1	93,9	6955	2,445	03.05.2019	33,3	N

DATI DICHIARATI		RISULTATI DELLE PROVE						
Identificazione provino	Data prelievo dichiarata	Dimensioni del provino [mm]		Area compr. [mm ²]	Massa Volumica [g/cm ³]	Data prova	Resistenza a compressione R _c [N/mm ²]	Tipo di rottura
		Ø	h					
C19	02.04.2019	94,2	94,0	6969	2,354	03.05.2019	29,9	N
C20	02.04.2019	94,2	94,6	6969	2,389	03.05.2019	30,6	N
C21	18.04.2019	94,1	94,2	6955	2,256	03.05.2019	23,4	N
C22	18.04.2019	94,2	94,7	6969	2,280	03.05.2019	21,1	N
C23	19.04.2019	94,2	94,6	6969	2,372	03.05.2019	19,9	N
C24	19.04.2019	94,2	94,3	6969	2,284	03.05.2019	31,0	N

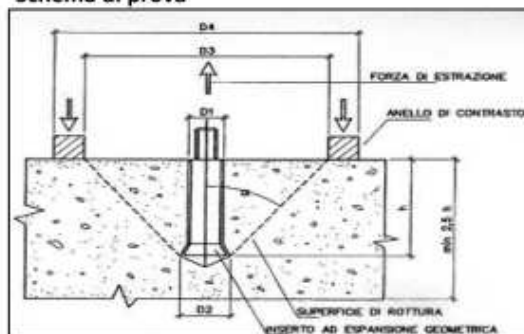
DATI DICHIARATI		RISULTATI DELLE PROVE						
Identificazione provino	Data prelievo dichiarata	Dimensioni del provino [mm]		Area compr. [mm ²]	Massa Volumica [g/cm ³]	Data prova	Resistenza a compressione R _c [N/mm ²]	Tipo di rottura
		Ø	h					
C25	19.04.2019	94,2	94,8	6969	2,360	03.05.2019	42,8	N
C26	19.04.2019	94,2	94,3	6969	2,345	03.05.2019	31,5	N
C27	19.04.2019	94,3	94,4	6984	2,340	03.05.2019	29,5	N
C28	19.04.2019	94,3	94,1	6984	2,285	03.05.2019	22,1	N
C29	19.04.2019	94,3	94,1	6984	2,323	03.05.2019	29,2	N
C30	19.04.2019	94,3	94,2	6984	2,219	03.05.2019	18,0	N

Risultati delle prove di pull-out:

Come esposto nei paragrafi precedenti, le prove di pull-out sono state eseguite su pilastri del secondo piano in sostituzione delle carote che non è stato possibile eseguire per la presenza di armatura verticale nel pilastro con elevato copriferro e quindi non rilevabile con il pacometro.

I risultati sono tarati sul di una prova pull-out sono eseguita su un pilastro del piano inferiore dove è disponibile il risultato della prova di compressione su carota. Nei certificati di prova sono anche riportate le correlazioni disponibili in letteratura che forniscono la resistenza a compressione in funzione della resistenza a sfilamento.

Elemento strutturale:	Pilastro P26	Posizione:	1° piano
Caratteristiche dichiarate calcestruzzo:		Diametro massimo inerte:	

Localizzazione della superficie di prova**Schema di prova****Dati di prova e risultati**

Tassello	Pressione	Forza	Forza
n°	bar	t	kN
1	232,2	4,09	40,1
2	233,8	4,11	40,4
3	203,3	3,58	35,1
Media	223,1	3,93	38,5

Resistenza a compressione

Tassello	Forza	Rc
n°	kN	Mpa
1	40,1	46,1
2	40,4	46,3
3	35,1	41,5
Media	38,5	44,6

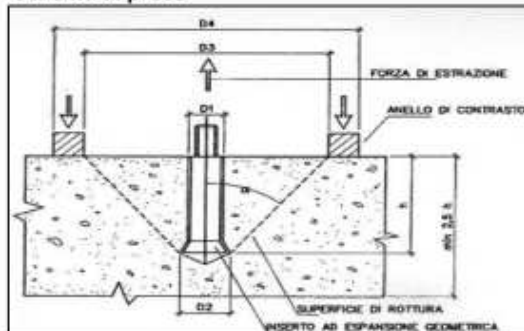
Elemento strutturale: Pilastro 21 - 2°p.
Caratteristiche dichiarate calcestruzzo: --

Posizione: P2 h 140
Diametro massimo inerte: --

Localizzazione della superficie di prova



Schema di prova



Dati di prova e risultati

Tassello	Pressione	Forza	Forza
n°	bar	t	kN
1	216,7	3,81	37,4
2	186,3	3,28	32,2
3	233,6	4,11	40,3
Media	212,2	3,73	36,6

Resistenza a compressione

Tassello	Forza	Rc
n°	kN	Mpa
1	37,4	43,6
2	32,2	38,7
3	40,3	46,3
Media	36,6	42,9

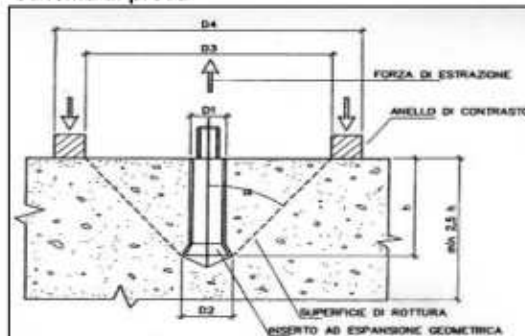
Elemento strutturale: Ilastro P22 - 2°p
Caratteristiche dichiarate calcestruzzo: --

Posizione: h da 130 a 150
Diametro massimo inerte: --

Localizzazione della superficie di prova



Schema di prova



Dati di prova e risultati

Tassello	Pressione	Forza	Forza
n°	bar	t	kN
1	214,2	3,77	37,0
2	239,0	4,21	41,3
3	218,6	3,85	37,7
Media	223,9	3,94	38,7

Resistenza a compressione

Tassello	Forza	Rc
n°	kN	Mpa
1	37,0	43,2
2	41,3	47,2
3	37,7	43,9
Media	38,7	44,8

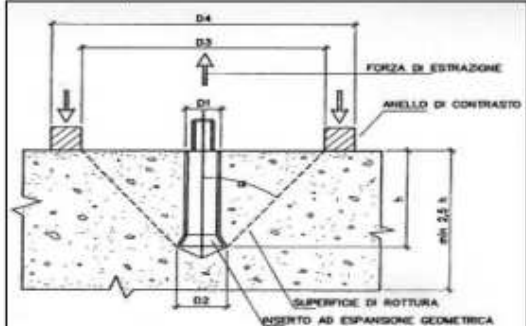
Elemento strutturale: Pilastro P23
Caratteristiche dichiarate calcestruzzo: --

Posizione: 2° piano h 150-170
Diametro massimo inerte: --

Localizzazione della superficie di prova



Schema di prova



Dati di prova e risultati

Tassello	Pressione	Forza	Forza
n°	bar	t	kN
1	264,7	4,66	45,7
2	213,1	3,75	36,8
3	220,0	3,87	38,0
Media	232,6	4,09	40,1

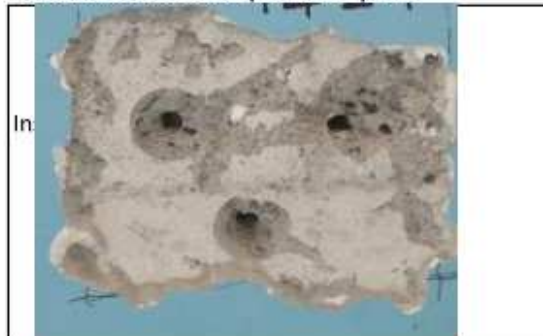
Resistenza a compressione

Tassello	Forza	Rc
n°	kN	Mpa
1	45,7	51,3
2	36,8	43,0
3	38,0	44,1
Media	40,1	46,1

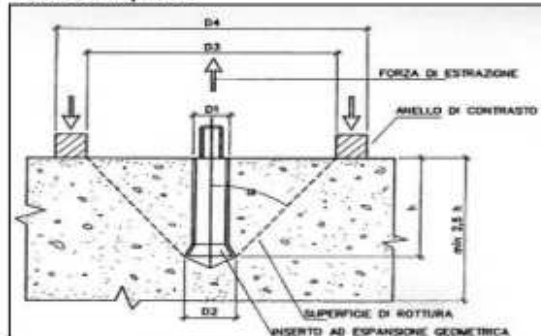
Elemento strutturale: Pilastro P25
Caratteristiche dichiarate calcestruzzo:

Posizione: 2° piano
Diametro massimo inerte:

Localizzazione della superficie di prova



Schema di prova



Dati di prova e risultati

Tassello	Pressione	Forza	Forza
n°	bar	t	kN
1	215,4	3,79	37,2
2	231,7	4,08	40,0
3	266,5	4,69	46,0
Media	237,9	4,19	41,1

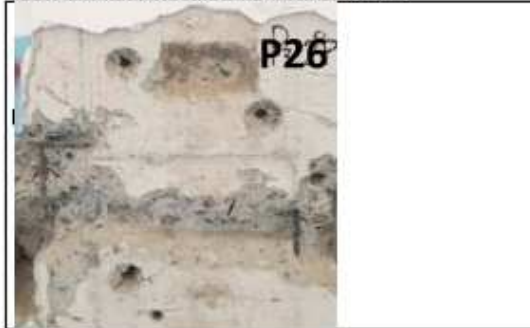
Resistenza a compressione

Tassello	Forza	Rc
n°	kN	Mpa
1	37,2	43,4
2	40,0	46,0
3	46,0	51,5
Media	41,1	47,0

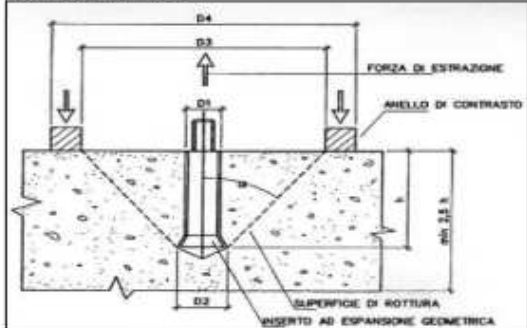
Elemento strutturale: Pilastro P26
Caratteristiche dichiarate calcestruzzo:

Posizione: 2° piano
Diametro massimo inerte:

Localizzazione della superficie di prova



Schema di prova



Dati di prova e risultati

Tassello	Pressione	Forza	Forza
n°	bar	t	kN
1	221,0	3,89	38,1
2	185,6	3,27	32,0
3	267,7	4,71	46,2
Media	224,8	3,96	38,8

Resistenza a compressione

Tassello	Forza	Rc
n°	kN	Mpa
1	38,1	44,3
2	32,0	38,6
3	46,2	51,7
Media	38,8	44,9

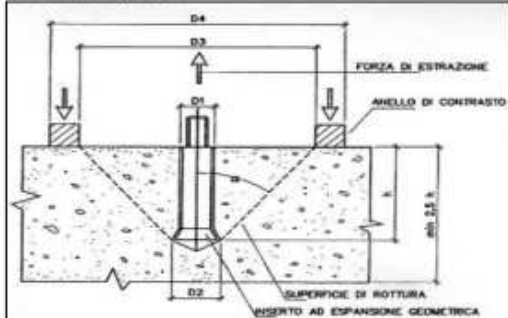
Elemento strutturale: Pilastro P27
Caratteristiche dichiarate calcestruzzo:

Posizione: 2° piano
Diametro massimo inerte:

Localizzazione della superficie di prova



Schema di prova



Dati di prova e risultati

Tassello	Pressione	Forza	Forza
n°	bar	t	kN
1	322,9	5,68	55,7
2	244,3	4,30	42,2
3	246,4	4,34	42,5
Media	271,2	4,77	46,8

Resistenza a compressione

Tassello	Forza	Rc
n°	kN	Mpa
1	55,7	60,6
2	42,2	48,0
3	42,5	48,3
Media	46,8	52,3

Ai sensi delle *Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* del CSLP, ai sopradetti valori va applicato il Fattore di disturbo per tenere conto della riduzione di in quota parte del contributo proveniente dagli aggregati presenti sulla superficie laterale della carota. I valori di tale coefficiente sono riportati di seguito:

Tabella del fattore di disturbo in funzione della resistenza a compressione delle carote ($h/d=1$; $d=100$ mm)

f_{carota} [N/mm ²]	10	20	25	30	35	40
F_d	1.10	1.09	1.08	1.06	1.04	1.00

Nella seguente tabella sono riportate l'elaborazione dei risultati delle prove di compressione sulle carote.

Risultati delle prove di compressione sulle carote di calcestruzzo prelevate in situ

Carota	Resistenza	Fattore di disturbo	Resistenza strutturale carota
Id	f_{carota}	F_d	$R_{c,is} = f_{carota} \cdot F_d$
[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]
C1	25,6	1,078	27,6
C2	30,1	1,060	31,9
C3	16	1,094	17,5
C4	20,2	1,090	22,0
C5	14,8	1,095	16,2
C6	15,2	1,095	16,6
C7	36,6	1,027	37,6
C8	16,2	1,094	17,7
C9	19,2	1,091	20,9
C10	13,4	1,097	14,7
C11	16,6	1,093	18,2
C12	27,6	1,070	29,5
C13	27,5	1,070	29,4
C14	13,4	1,097	14,7
C15	12,3	1,098	13,5
C16	38,6	1,011	39,0
C17	22,4	1,085	24,3
C18	33,3	1,047	34,9
C19	29,9	1,060	31,7
C20	30,6	1,058	32,4
C21	23,4	1,083	25,3

C22	21,1	1,088	23,0
C23	19,9	1,090	21,7
C24	31	1,056	32,7
C25	42,8	1,000	42,8
C26	31,5	1,054	33,2
C27	29,5	1,062	31,3
C28	22,1	1,086	24,0
C29	29,2	1,063	31,0
C30	18	1,092	19,7

Come desunto dall'analisi storico critica il corpo in cemento armato centrale è stato realizzato in un'epoca diversa rispetto a quello laterale e ciò si riflette anche nelle resistenze del calcestruzzo rilevate, nelle tabelle seguenti si riportano i risultati delle prove di compressione per gli elementi del corpo centrale e per gli elementi del corpo laterale.

Corpo centrale					
Piano	Elemento	Carota	Resistenza	Fattore di disturbo	Resistenza strutturale carota
n°	Id	Id	f_{carota}	F_d	R_{c,is} = f_{carota}·F_d
[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[-]	[N/mm²]
Terra	Pilastro P22	C9	19.2	1.091	20.9
Terra	Pilastro P26	C10	13.4	1.097	14.7
Terra	Pilastro P27	C30	18	1.092	19.7
Terra	Trave 111	C8	16.2	1.094	17.7
Terra	Trave 126	C29	29.2	1.063	31.0
1°	Pilastro P26	C5	14.8	1.095	16.2
1°	Pilastro P27	C6	15.2	1.095	16.6
1°	Trave 214	C3	16	1.094	17.5
1°	Trave 216	C4	20.2	1.090	22.0
2°	Pilastri	Da pull-out			16.4
2°	Trave 316	C23	19.9	1.090	21.7
2°	Trave 318	C24	31	1.056	32.7
3°	Pilastro P26	C14	13.4	1.097	14.7
3°	Pilastro P27	C15	12.3	1.098	13.5
3°	Trave 414	C17	22.4	1.085	24.3
3°	Trave 417	C18	33.3	1.047	34.9
R_{cm}					20.9

Risultati delle prove di compressione sulle carote di calcestruzzo prelevate in situ

Corpo laterale					
Piano	Elemento	Carota	Resistenza	Fattore di disturbo	Resistenza strutturale carota
n°	Id	Id	f_{carota}	F_d	R_{c,is} = f_{carota}·F_d
[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[-]	[N/mm²]
Terra	Pilastro P4	C1	25.6	1.078	27.6
Terra	Pilastro P1	C2	30.1	1.060	31.9
Terra	Trave 105	C7	36.6	1.027	37.6
1°	Pilastro P15	C11	16.6	1.093	18.2
1°	Pilastro P9	C28	22.1	1.086	24.0
1°	Trave 206	C26	31.5	1.054	33.2
1°	Trave 203	C27	29.5	1.062	31.3
2°	Pilastro P9	C25	42.8	1.000	42.8
2°	Pilastro P3	C16	38.6	1.011	39.0
2°	Trave 306	C21	23.4	1.083	25.3
2°	Trave 303	C22	21.1	1.088	23.0
3°	Pilastro P7	C12	27.6	1.070	29.5
3°	Pilastro P32	C13	27.5	1.070	29.4
3°	Trave 403	C19	29.9	1.060	31.7
3°	Trave 406	C20	30.6	1.058	32.4
R_{cm}					30.5

Come si può notare il valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo del corpo centrale risulta sensibilmente minore rispetto a quello del corpo laterale; nelle verifiche sono state pertanto considerate per i due corpi resistenze differenti.

Risultati delle prove di trazione sugli spezzoni di barra:

Ident. provino	DATI GEOMETRICI			RISULTATI DELLE PROVE						
	Diam. nomin. [mm]	Diam. effett. [mm]	Sezione effettiva [mm ²]	Prova di trazione			Prova normalizzata di piegamento			Rilevazione marchio Acciaieria provenienza
				Snervam. f _y [N/mm ²]	Rottura f _t [N/mm ²]	Allung. A _s [%]	Diametro Mandrino [mm]	Angolo pieg./raddr.	Esito	
B1	6	6,21	30,3	393*	525	11,3	---	---	---	---
B2	6	6,50	33,2	340*	461	12,3	---	---	---	---
B3	8	8,00	50,3	282*	473	26,0	---	---	---	---
B4	8	8,10	51,5	348*	575	18,8	---	---	---	---
B5	6	6,10	29,2	394*	551	18,0	---	---	---	---
B6	6	6,29	31,1	476*	791	8,0	---	---	---	---
B7	8	7,63	45,7	346*	527	23,5	---	---	---	---
B8	6	6,49	33,1	387*	562	15,0	---	---	---	---
B9	14	14,40	162,8	410*	550	10,9	---	---	---	---

Ident. provino	DATI GEOMETRICI			RISULTATI DELLE PROVE						
	Diam. nomin. [mm]	Diam. effett. [mm]	Sezione effettiva [mm ²]	Prova di trazione			Prova normalizzata di piegamento			Rilevazione marchio Acciaieria provenienza
				Snervam. f_y [N/mm ²]	Rottura f_t [N/mm ²]	Allung. A_s [%]	Diametro Mandrino [mm]	Angolo pieg./raddr.	Esito	
B10	14	14,29	160,4	370*	541	26,9	--	--	--	---
B11	6	6,20	30,2	474*	672	18,0	--	--	--	---
B12	6	6,28	31,0	374*	648	20,3	--	--	--	---
B13	6	5,89	27,2	504*	875	18,0	--	--	--	---
B14	6	6,11	29,3	399*	696	15,0	--	--	--	---
B15	12	12,00	113,1	353*	510	25,3	--	--	--	---
B16	8	8,39	55,3	436*	667	16,8	--	--	--	---
B17	12	12,19	116,7	347*	488	12,2	--	--	--	---
B18	6	6,28	31,0	332*	584	25,3	--	--	--	---

Ident. provino	DATI GEOMETRICI			RISULTATI DELLE PROVE						
	Diam. nomin. [mm]	Diam. effett. [mm]	Sezione effettiva [mm ²]	Prova di trazione			Prova normalizzata di piegamento			Rilevazione marchio Acciaieria provenienza
				Snervam. f_y [N/mm ²]	Rottura f_t [N/mm ²]	Allung. A_s [%]	Diametro Mandrino [mm]	Angolo pieg./raddr.	Esito	
B19	6	6,56	33,8	426*	571	31,7	--	--	--	---
B20	6	6,31	31,3	319*	565	29,3	--	--	--	---
B21	6	6,22	30,4	444*	658	25,0	--	--	--	---
B22	8	7,51	44,3	406*	594	12,8	--	--	--	---
B23	14	13,20	136,8	412*	605	23,4	--	--	--	---
B24	14	13,42	141,4	399*	594	26,6	--	--	--	---
B25	8	7,52	44,4	450*	581	24,0	--	--	--	---
B26	6	6,31	31,3	383*	757	31,0	--	--	--	---
B27	6	6,19	30,1	528*	681	16,0	--	--	--	---

Ident. provino	DATI GEOMETRICI			RISULTATI DELLE PROVE						
	Diam. nomin. [mm]	Diam. effett. [mm]	Sezione effettiva [mm ²]	Prova di trazione			Prova normalizzata di piegamento			Rilevazione marchio Acciaieria provenienza
				Snervam. f_y [N/mm ²]	Rottura f_t [N/mm ²]	Allung. A_s [%]	Diametro Mandrino [mm]	Angolo pieg./raddr.	Esito	
B28	8	7,51	44,3	420*	607	34,3	--	--	--	---
B29	14	14,32	161,1	359*	538	30,1	--	--	--	---
B30	12	11,86	110,5	301*	485	33,3	--	--	--	---
B31	8	7,91	49,1	356*	644	29,0	--	--	--	---
B32	8	7,88	48,8	379*	613	20,0	--	--	--	---

A differenza delle prove di compressione sulle carote di calcestruzzo i risultati delle prove di trazione sulle barre di acciaio forniscono valori uniformi di resistenza tra i materiali prelevati nel corpo centrale e quelli prelevati nel corpo laterale.

Risultati delle prove di trazione e piegamento su tondo da c.a.

Elemento	Provino	Snervamento	Rottura
Id	Id	f_y	f_t
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Trave 102	B1	393	525
Trave 105	B2	340	461

Solaio PT aula P8	B3	282	473
Solaio PT aula P8	B4	348	575
Pil4 PT	B5	394	551
Pil1 PT	B6	476	791
Trave 125	B7	346	527
Pil23 PT	B8	387	562
Pil 2 P1°	B9	410	550
Pil 31 P1°	B10	370	541
Trave 206	B11	474	672
Trave 203	B12	374	648
Pil 26 P1°	B13	504	875
Pil 27 P1°	B14	399	696
Pil 31 P2°	B15	353	510
Solaio P2 trave 313-314	B16	436	667
Pil 3 P2°	B17	347	488
Pil 26 P2°	B18	332	584
Trave 303	B19	426	571
Trave 306	B20	319	565
Trave 313	B21	444	658
Solaio tra trave 318 e 319	B22	406	594
Pil 27 P3°	B23	412	605
Pil 26 P3°	B24	399	594
Trave 414	B25	450	581
Trave 406	B26	383	757
Trave 403	B27	528	681
Trave 417	B28	420	607
Pil 7 P3°	B29	359	538
Pil 32 P3°	B30	301	485
Trave 217	B31	356	644
Trave 218	B32	379	613

f_{ym}	392	[N/mm²]
f_{tm}	600	[N/mm²]

Corpo laterale		
Elemento	Snervamento	Rottura
Id	f_y	f_t
[-]	[N/mm²]	[N/mm²]
Trave 102	393	525
Trave 105	340	461
Pil4 PT	394	551

Pil1 PT	476	791
Pil 2 P1°	410	550
Pil 31 P1°	370	541
Trave 206	474	672
Trave 203	374	648
Pil 31 P2°	353	510
Pil 3 P2°	347	488
Trave 303	426	571
Trave 306	319	565
Trave 406	383	757
Trave 403	528	681
Pil 7 P3°	359	538
Pil 32 P3°	301	485

Corpo centrale		
Elemento	Snervamento	Rottura
Id	f_y	f_t
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Solaio PT aula P8	282	473
Solaio PT aula P8	348	575
	346	527
Pil23 PT	387	562
Pil 26 P1°	504	875
Pil 27 P1°	399	696
Solaio P2 trave 313-314	436	667
Pil 26 P2°	332	584
Trave 313	444	658
SP3 piano secondo?	406	594
Pil 27 P3°	412	605
Pil 26 P3°	399	594
	450	581
Trave 417	420	607
	356	644
	379	613

f_{ym}	394	[N/mm ²]
f_{tm}	616	[N/mm ²]

Resistenza dei materiali impiegate nelle verifiche

In questo paragrafo è riportato un riepilogo delle resistenze valutate a seguito delle prove condotte sui materiali e impiegate nel calcolo. Le diverse prove restituiscono un valore medio

che deve essere opportunamente ridotto in funzione della conoscenza raggiunta (LC2) attraverso un fattore di confidenza (FC) pari a 1, 2. Inoltre, occorre operare una distinzione tra elemento duttile e fragile, quest'ultimo prevede la riduzione di suddetta resistenza attraverso un coefficiente γ_c (per il calcestruzzo) o γ_s (per l'acciaio). Di seguito si riportano le formule utilizzate per determinare la resistenza di calcolo dei materiali.

Per il calcestruzzo si ha:

$$f_{cd,duttile} = f_{cm} / FC$$

$$f_{cd,fragile} = f_{cm} / (FC * \gamma_c)$$

Per l'acciaio si ha:

$$f_{yd,duttile} = f_{cm} / FC$$

$$f_{yd,fragile} = f_{cm} / (FC * \gamma_s)$$

Calcestruzzo

Corpo laterale			
		Meccanismi duttili	Meccanismi fragili
R_{cm}	FC	f_{cd}	f_{cd}
[N/mm²]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]
30.5	1.2	17.9	11.9

Corpo centrale			
		Meccanismi duttili	Meccanismi fragili
R_{cm}	FC	f_{cd}	f_{cd}
[N/mm²]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]
20.9	1.2	12.3	8.2

Acciaio

Corpo laterale e centrale			
		Meccanismi duttili	Meccanismi fragili
f_{ym}	FC	f_{yd}	f_{yd}
[N/mm²]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]
392.1	1.2	326.7	284.1

10.3. Progettazione in condizioni sismiche e definizione del fattore di struttura

Criterio di progetto della struttura in condizioni sismiche

La costruzione è stata analizzata come struttura a **comportamento non dissipativo** assumendo un fattore di struttura pari a $q=1,50$.

Tipo analisi effettuata in condizioni sismiche

E' stata sviluppata, in condizioni sismiche, **un'analisi dinamica modale in campo lineare** con adozione di spettro di risposta conforme alle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C. 17.01.2018) si veda par.7.3 della presente relazione.

L'analisi è stata sviluppata considerando i primi **20 modi di vibrazione** della struttura che sono in numero sufficiente ad eccitare la percentuale di massa minima prevista dalla norma (85%) come dimostrato nei paragrafi successivi.

Le verifiche sono state sviluppate con riferimento allo **stato limite di salvaguardia della vita (SLV)** essendo l'edificio una costruzione di **Tipo 2 e Classe d'uso III** come esposto nei paragrafi precedenti.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali secondo quanto prescritto dalla norma:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

In accordo al §7.2.6 della norma, per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse è stata attribuita, in ogni direzione, un **eccentricità accidentale del centro di massa pari a al 5%** della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli effetti dell'azione sismica sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) sono combinati applicando la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

L'azione sismica viene combinata con le altre azioni secondo la relazione riportata al § 2.5.3 delle NTC18.

$$\begin{aligned} & - \text{Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:} \\ & E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \end{aligned} \quad [2.5.5]$$

Definizione del fattore di struttura

Come riportato sopra la costruzione è stata progettata come struttura a **comportamento non dissipativo**. L'analisi effettuata, di tipo lineare, viene svolta riferendosi a uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura pari a **q=1.50 ai sensi del §7.3 delle NTC18** e della relativa tabella 7.3.I.

10.4. Carichi applicati e combinazioni di carico

Sul solai sono stati applicati i carichi definiti nei paragrafi precedenti che vengono ripartiti automaticamente su ogni trave dal programma sulla base del senso di orditura delle solette e della larghezza di influenza di ciascun elemento.

Di seguito si riporta il listato di input del programma con i carichi distribuiti applicati espressi in daN/cm².

Carico distribuito con riferimento globale Z

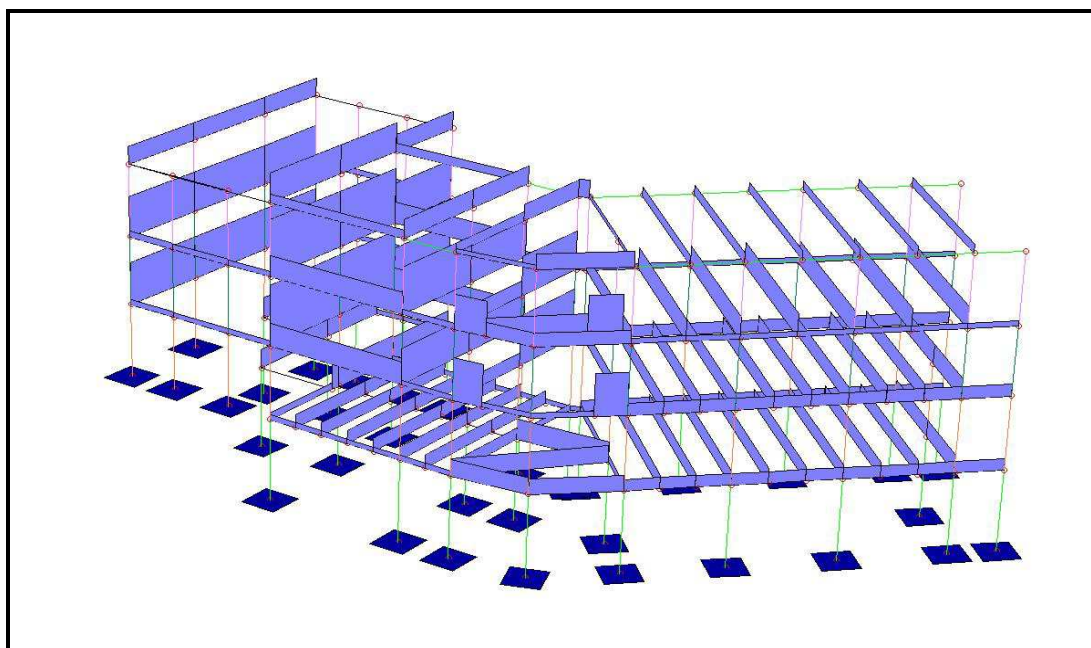
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Neve Zona II	22	Condizione 5	Variabile: Neve	-0.008000	0.000	-0.008000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Peso Proprio solaio tipo 12	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.030000	0.000	-0.030000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 13	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.030000	0.000	-0.030000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 14	3	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.025000	0.000	-0.025000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 10	4	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.025000	0.000	-0.025000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 11	5	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.037500	0.000	-0.037500	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 3	6	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.025000	0.000	-0.025000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 6	7	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.029500	0.000	-0.029500	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 1	8	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.026000	0.000	-0.026000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 8	9	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.025000	0.000	-0.025000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 16	10	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.025000	0.000	-0.025000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 4	11	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.021500	0.000	-0.021500	0.000	1.0000	1.0000
Permanente P1	12	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.010000	0.000	-0.010000	0.000	1.0000	1.0000
Permanente P2	13	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.020000	0.000	-0.020000	0.000	1.0000	1.0000
Permanente	14	Condizione 1	Permanente:	-0.010000	0.000	-0.010000	0.000	1.0000	1.0000

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz · SLD
P3			Permanente portato						
Permanente cop	15	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.010000	0.000	-0.010000	0.000	1.0000	1.0000
Trazze 160 kg/mq	16	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.016000	0.000	-0.016000	0.000	1.0000	1.0000
Trazze 200 kg/mq	17	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.020000	0.000	-0.020000	0.000	1.0000	1.0000
Categoria C1 - Aree con tavoli quali scuole, caff , ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	18	Condizione 3	Variabile: Aree di acquisto e congresso	-0.030600	0.000	-0.030600	0.000	0.6000	0.6000
Categoria A - Scale comuni, balconi, ballatoi	19	Condizione 4	Variabile: Domestici e residenziali	-0.040800	0.000	-0.040800	0.000	0.3000	0.3000
Tamponatura esterna a "cassa vuota"	20	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.015000	0.000	-0.015000	0.000	1.0000	1.0000
Tamponatura esterna piena	21	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.036000	0.000	-0.036000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio solaio tipo 5	23	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.017500	0.000	-0.017500	0.000	1.0000	1.0000
Peso Proprio solaio Tipo 7	24	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.038000	0.000	-0.038000	0.000	1.0000	1.0000
Permanente scala	25	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.015000	0.000	-0.015000	0.000	1.0000	1.0000
Peso Proprio rampa scala	26	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.033000	0.000	-0.033000	0.000	1.0000	1.0000
Peso Proprio solaio tipo 2	27	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.029500	0.000	-0.029500	0.000	1.0000	1.0000

Nella figura seguente si riporta la rappresentazione grafica dei carichi distribuiti caratteristici applicati alla struttura:



Carichi distribuiti caratteristici applicati alle travi.

Di seguito si riporta il listato di input del programma con le combinazioni di carico impiegate nelle verifiche:

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018 ITALIA

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 4	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 3	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.000
2	Statica	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.500
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 4	1.500
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 3	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 5	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

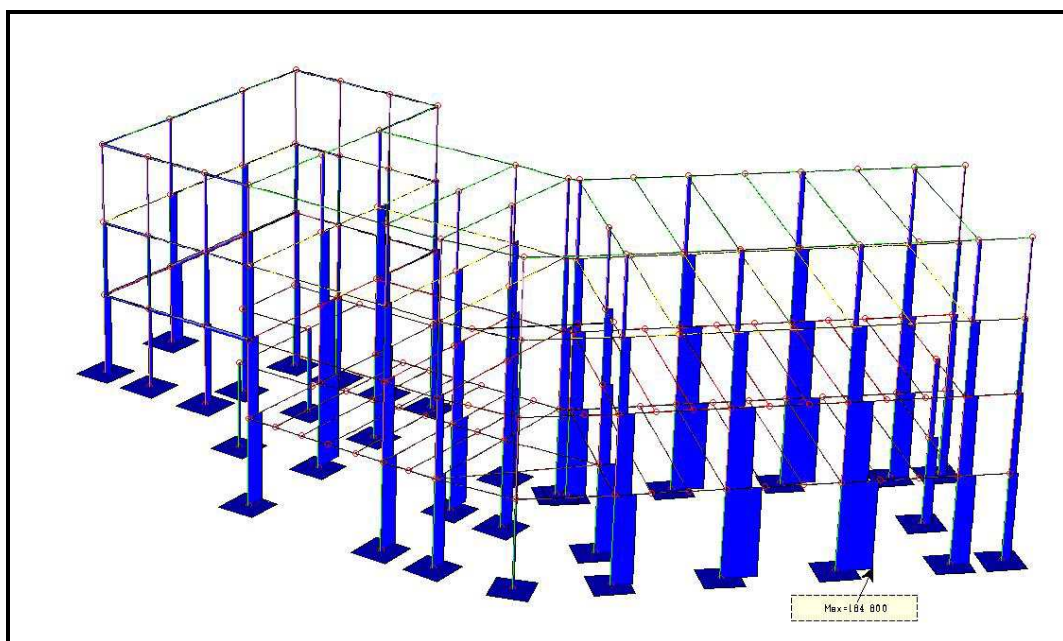
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 4	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 5	1.000
4	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 4	0.500
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 3	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.200
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 4	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 3	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

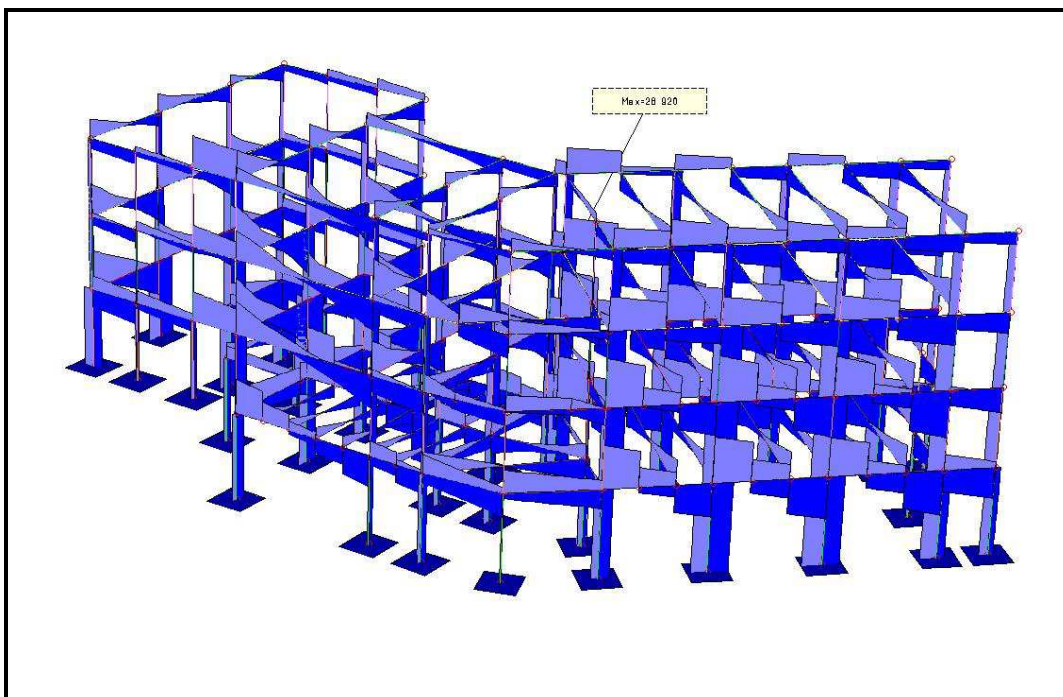
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 4	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 3	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.000

10.5. Sollecitazioni di calcolo

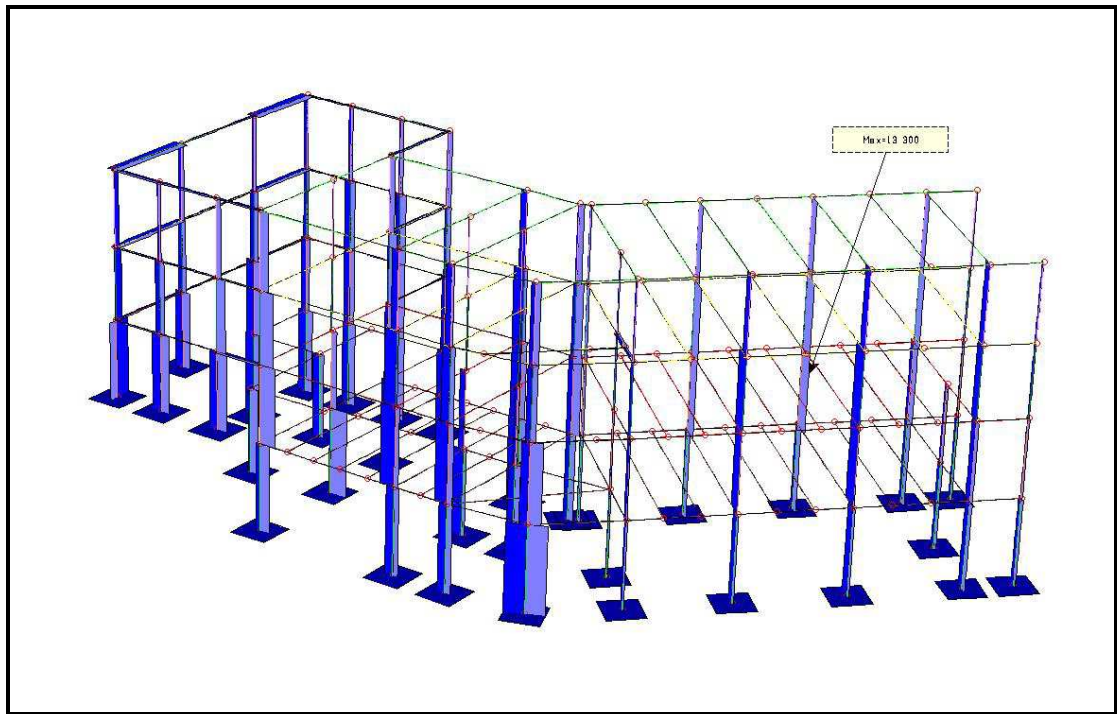
Nelle figure sono rappresentati i diagrammi di involucro di tutte le combinazioni statiche e dinamiche delle caratteristiche di sollecitazione:



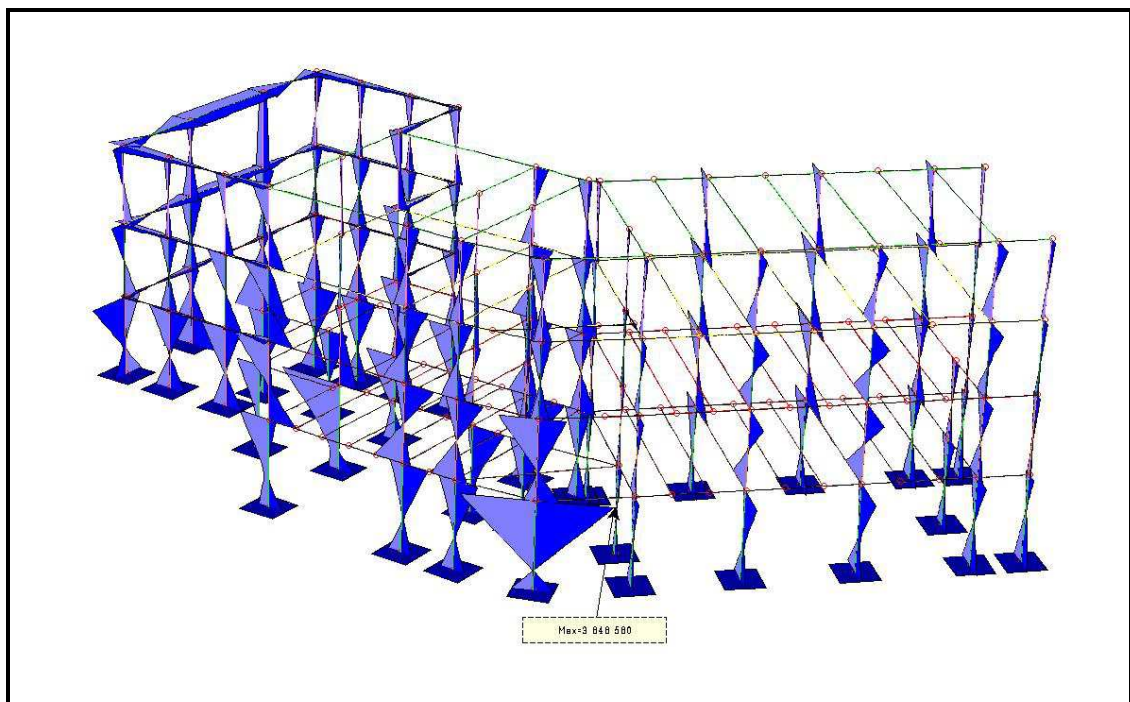
Sforzo normale (in daN)



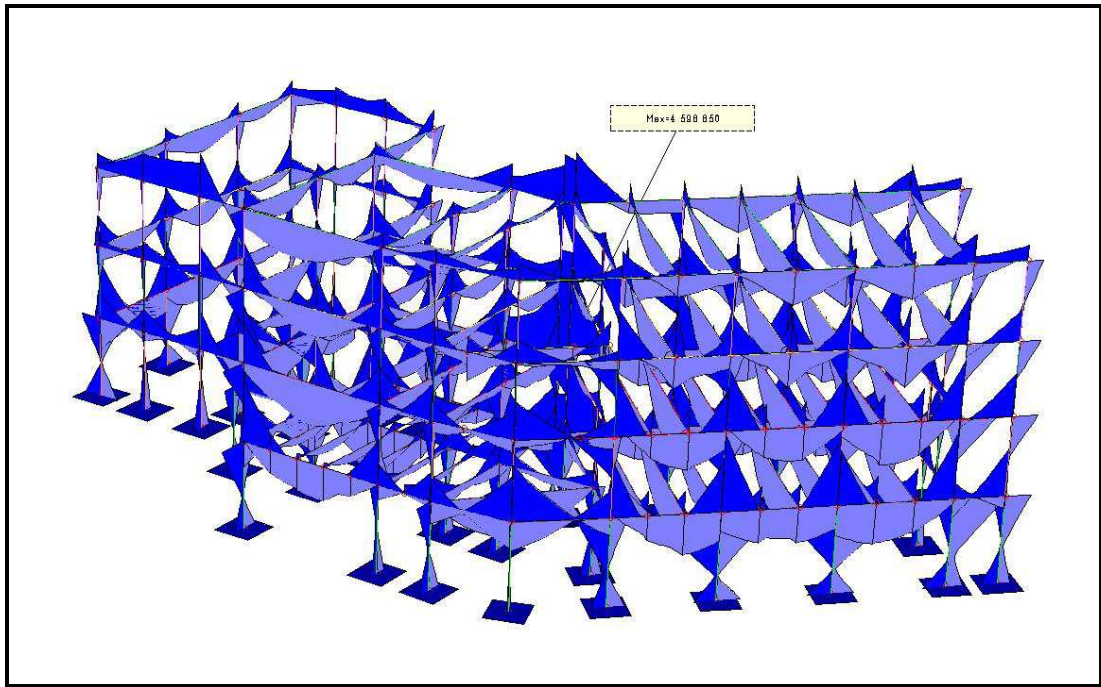
Taglio Ty (in daN)



Taglio Tz (in daN)



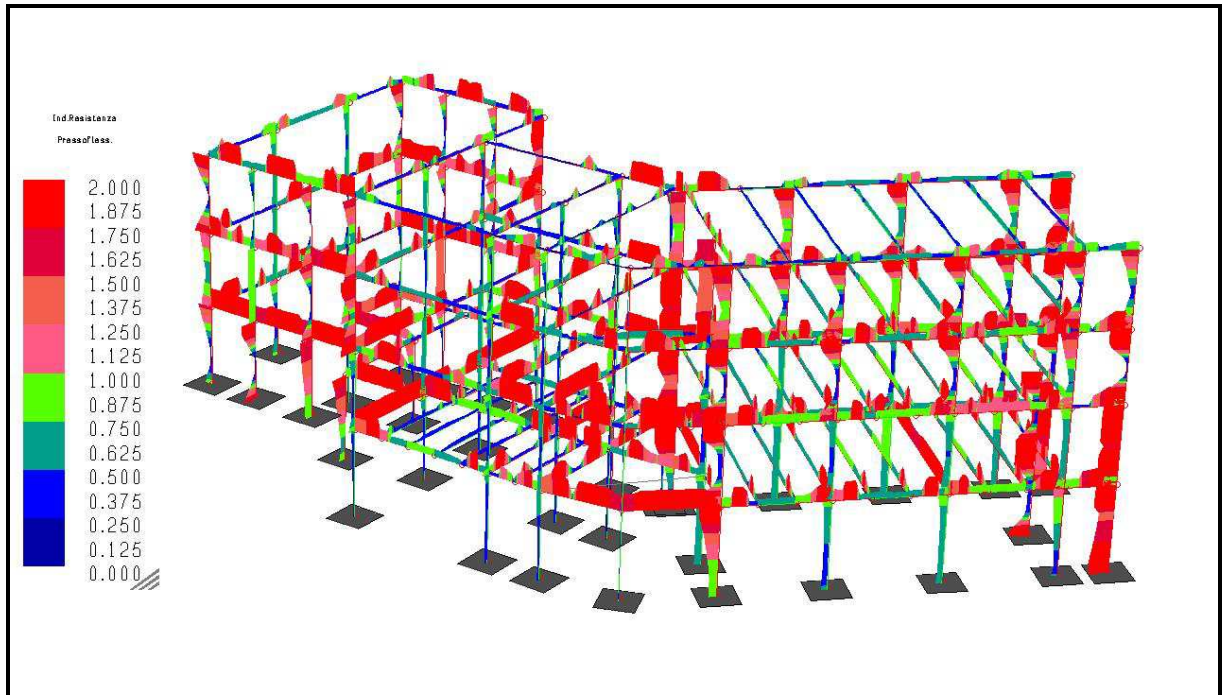
Momento flettente My (in daN cm)



Momento flettente M_z (in daN cm)

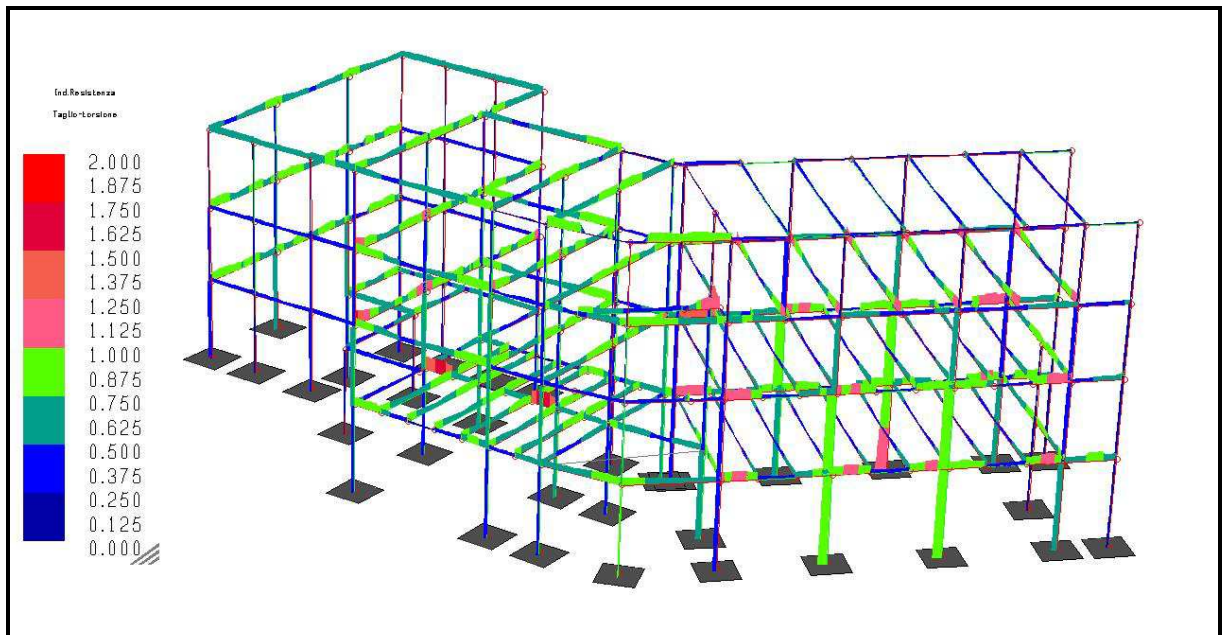
10.6. Risultati delle verifiche sugli elementi in cemento armato allo SLU

Tutti gli elementi in cemento armato sono stati analizzati ai sensi del § 8.7.2 delle NTC2018 procedendo alle verifiche di resistenza sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Riassumiamo tramite alcuni diagrammi gli esiti delle verifiche. In particolare vengono raffigurati i risultati delle verifiche a pressoflessione, di quelle a taglio e torsione:



Indici di resistenza a pressoflessione

Come si può notare parecchi indici di resistenza sono > 1 , quindi questi elementi **NON** risultano verificati a pressoflessione.



Indici di resistenza a taglio e a torsione

Come si può notare alcuni indici di resistenza sono > 1 , quindi questi elementi **NON risultano verificati a taglio o torsione**.

10.7. Risultati delle verifiche allo SLO

La verifica è stata sviluppata confrontando lo spostamento di interpiano in condizioni sismiche allo stato limite di operatività con lo spostamento limite di interpiano che la norma prescrive per le strutture con *tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamento di interpiano* che risulta

$$d_r < 2/3 \times 0.01 h = 0.006666 \text{ (si veda § 7.3.6.1 NTC18).}$$

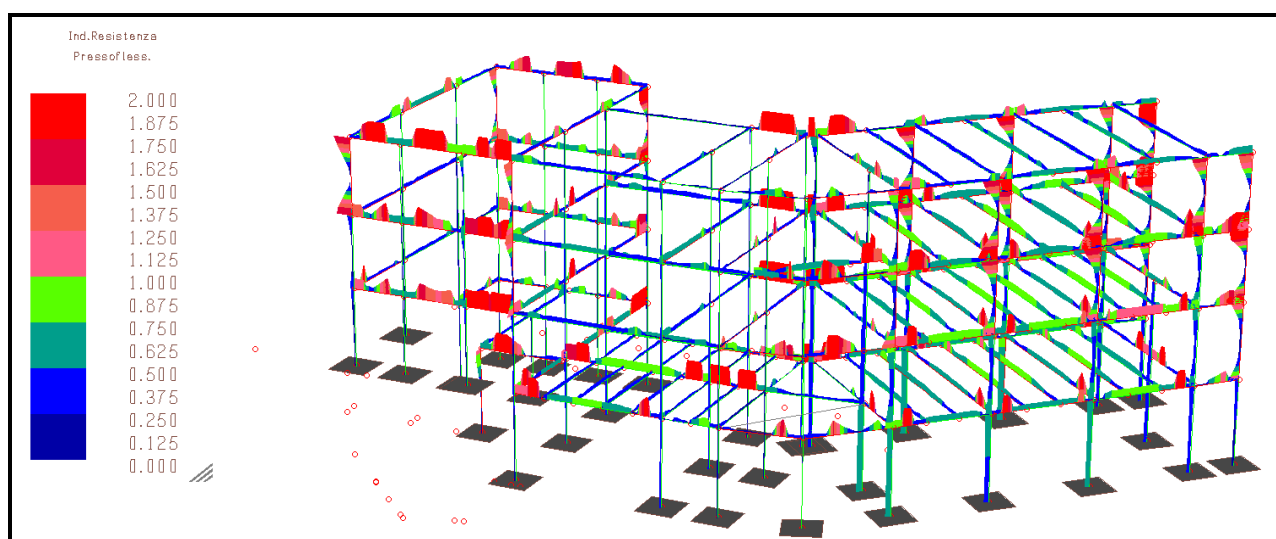
Nella figura seguente si riporta la verifica:

La verifica è correttamente soddisfatta.

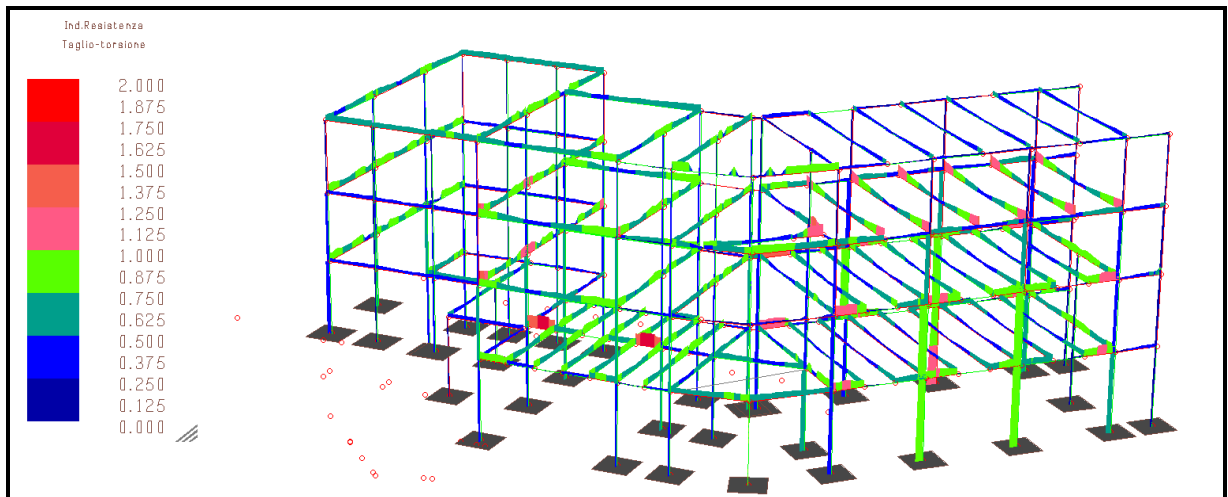
10.8. Valutazione indici di sicurezza

Come esposto sopra le verifiche di sicurezza allo SLV non sono soddisfatte. Per valutare l'indice di vulnerabilità allo SLV si è pertanto proceduto a diminuire l'azione sismica attraverso l'abbattimento del periodo di ritorno ricercando il valore per cui le verifiche diano esito positivo. Tuttavia già in condizioni statiche molti elementi soggetti ai soli carichi verticali mostrano tassi di sfruttamento superiori all'unità. Tale aspetto si riflette anche nella valutazione sismica: elementi non idonei staticamente, rappresentano di partenza elemento di vulnerabilità. L'indice rappresentativo del comportamento strutturale è riferito al primo elemento che raggiunge la sua massima resistenza e, non potendo garantire il comportamento anelastico e di redistribuzione delle azioni, il limite dell'edificio coincide con quello dell'elemento più debole.

Infatti, già per un tempo di ritorno dell'azione sismica T_R pari a 30 anni diversi elementi non soddisfano le verifiche di resistenza richieste dalle norme, come dimostrato dagli indici di resistenza a pressoflessione e taglio di seguito riportati.



Indice di resistenza a pressoflessione per $T_R=30$ anni



Indice di resistenza a taglio per $T_R=30$ anni

Dalle analisi effettuate risulta quindi che, a prescindere dall'azione sismica, è necessario prevedere un rinforzo di elementi strutturali previa indagine strutturale più approfondita che attesti l'effettiva armatura (specialmente per quella superiore) delle sezioni resistenti.

Per quanto sopra gli indici di sicurezza globale risultano quindi:

	PGA_D	PGA_C	TR_D	TR_C	ζ_E
SLV	0,123	<0,034	712	<30	<0,275
SLO	0,041	>0,041	45	>45	>1

10.9. Risultati delle verifiche statiche sulle travi in acciaio**PIANO PRIMO – Trave IPE400**

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 3.22 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 200 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		IPE400	
Area della sezione lorda del profilo	A	84.5	cm ²
Altezza totale della sezione	h	40.0	cm
Larghezza dell'ala	b	18.0	cm
Spessore dell'ala	t _f	1.35	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.86	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r	2.1	cm
Altezza dell'anima	h _w	37.3	
Area resistente a taglio	A _v	42.7	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	1307.3	cm ³
Momento d'inerzia	J	23130.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	
DATI DI CALCOLO			
Permanentemente compiutamente definiti	G ₁	250	daN/m ²
Permanentemente non compiutamente definiti	G ₂	200	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	3.22	m
Peso proprio trave	p	66.3	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	8.71	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	6.44	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	9.66	daN/cm
Luce di calcolo	L	740	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	2428394	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	13126	daN
	$M_{c,Rd}$	2438151	daNcm
	$V_{c,Rd}$	46013	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	1.00	<1
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.29	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	8.1	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	Si omette quindi la verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	0.79	cm
Rapporto L/f		935	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	2.03	cm
Rapporto L/f		364	

Il profilo è verificato.

10.10. Risultati delle verifiche sui solai in cemento armato

Sono state effettuate le verifiche per ogni singola tipologia di solaio presente all'interno del fabbricato, dalle solette piene a quelle in laterocemento, ad ogni livello.

In particolare si verifica la sezione della soletta a flessione e a taglio allo Stato Limite Ultimo.

PIANO PRIMO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 12)

Il solaio in questione è costituito da travetti 8x16 ad interasse 35 cm con cappa collaborante di sp.6 cm, armati con ferri longitudinali 1Φ12. Per le verifiche si considera un interasse di 0.35 m e una luce di calcolo di 4.50 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.35 \text{ m}$$

$$p1 = 300 \times 0.35/100 = 0.88 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = (200+200) \times 0.35/100 = 1.40 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 0.35/100 = 1.05 \text{ daN/cm}$$

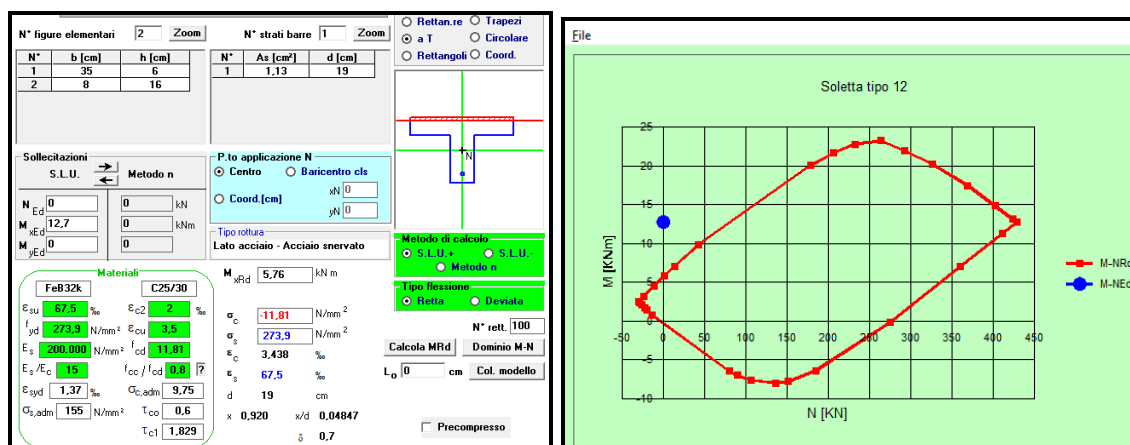
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 127300 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 1130 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1Φ12 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica NON soddisfatta

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	220	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	113	[mm ²]	n	1	φ	1 2
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]				
Altezza utile	d	160	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0088	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v _{min}	0,50	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V _{Rd}	721	[daN]				
Taglio agente	V _{Ed}	1130	[daN]				
	F _s = V _{Ed} /V _{Rd}	1,57	>	1			

Verifica NON soddisfatta

PIANO PRIMO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 13)

Il solaio in questione è costituito da una soletta piena sp.12 cm armata con ferri longitudinali $\phi 8/20$. Per le verifiche si considera una striscia di solaio larga 1 m e una luce di calcolo di 1.60 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 1.00 \text{ m}$$

$$p1 = 300 \times 1.00/100 = 3.00 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = (200+200) \times 1.00/100 = 4.00 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 1.00/100 = 3.00 \text{ daN/cm}$$

Su entrambi gli appoggi viene applicata una coppia di momento pari a $ql^2/24$, che tiene conto della rigidezza flessionale della trave all'estremità della soletta.

Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

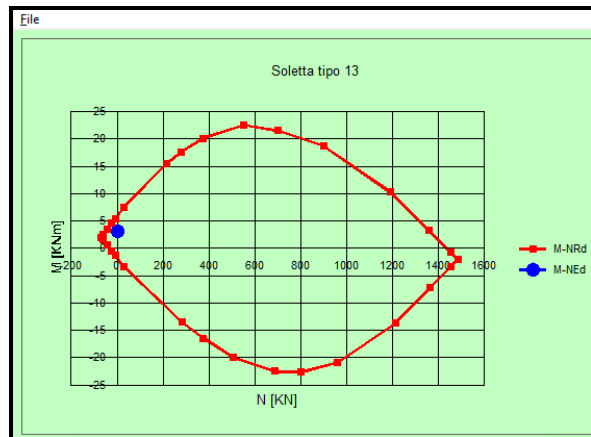
$$M_{Ed} = 32320 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 1150 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1 $\phi 8/20$ inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes fields for material properties (FeB32k, C25/30), section properties (b=100, h=12), and calculation results (M_{Ed}=5.958 kNm, N_{Ed}=0 kN). The interface also displays various design parameters and safety factors.



Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	120	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	1000	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				

	f_{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ_c	1,8	[-]				
	α_{cc}	0,85	[-]				
	f_{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f_{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ_s	1,15	[-]				
	f_{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	251	[mm ²]	n	5	ϕ	8
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]				
Altezza utile	d	60	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_l	0,0042	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v_{min}	0,50	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	2988	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	1150	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,38	<	1			

Verifica soddisfatta.**PIANO PRIMO - SOLETTA PIENA - (SOLAIO TIPO 14)**

Il solaio in questione è costituito da una soletta piena sp.10 cm armata con ferri longitudinali $\phi 8/12.5$. Per le verifiche si considera una striscia di solaio larga 1 m e una luce di calcolo di 1.90 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 1.00 \text{ m}$$

$$p1 = 250 \times 1.00/100 = 2.50 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = (200+200) \times 1.00/100 = 4.00 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 1.00/100 = 3.00 \text{ daN/cm}$$

Su entrambi gli appoggi viene applicata una coppia di momento pari a $ql^2/24$, che tiene conto della rigidezza flessionale della trave all'estremità della soletta.

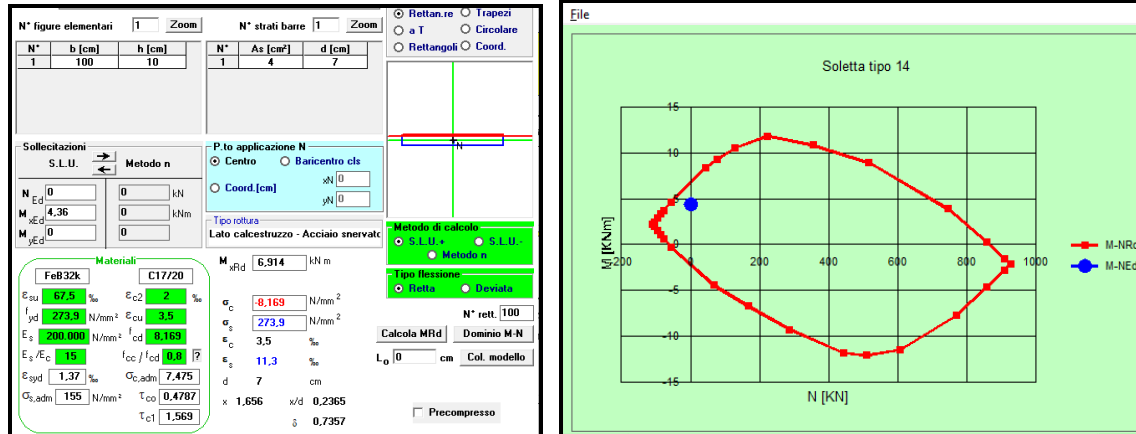
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 43600 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 1305 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1Φ8/12.5 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	100	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	1000	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	209	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	17	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	8	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	402	[mm ²]	n	8	φ	8
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]				
Altezza utile	d	40	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0101	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	V _{min}	0,41	[N/mm ²]				

Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	2073	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	1305	[daN]				
	F_s = V_{Ed}/V_{Rd}	0,63	<	1			

Verifica soddisfatta.

PIANO PRIMO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 17)

Il solaio in questione è costituito da travetti 8x16 ad interasse 35 cm con cappa collaborante di sp.4 cm, armati con ferri longitudinali 1ϕ16 + 1ϕ14. Per le verifiche si considera un interasse di 0.35 m e una luce di calcolo di 3.40 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.35 \text{ m}$$

$$p1 = 250 \times 0.35/100 = 0.88 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = (200+200) \times 0.35/100 = 1.40 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 0.35/100 = 1.05 \text{ daN/cm}$$

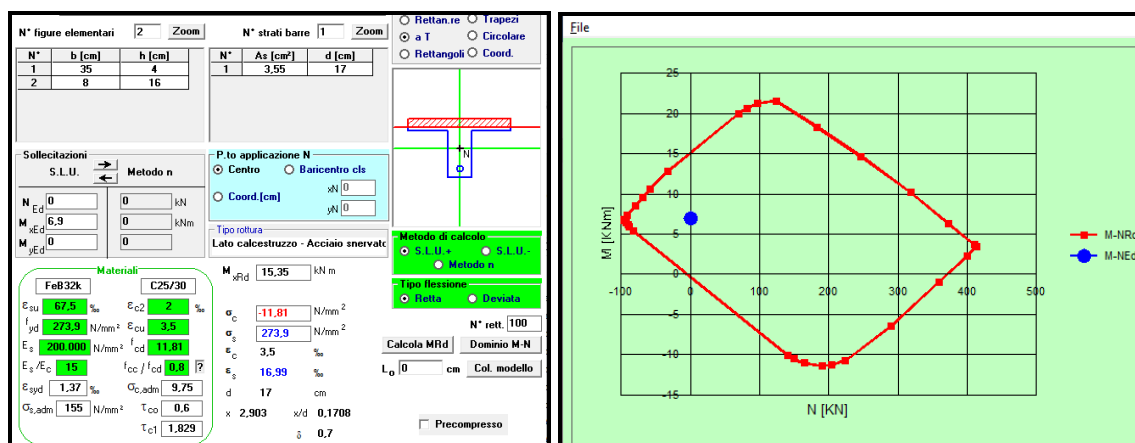
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 69360 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 816 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1ϕ16 + 1ϕ14 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	200	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	355	[mm ²]	n	1	φ	16
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]		1	φ	14
Altezza utile	d	140	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0200	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v _{min}	0,50	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V _{Rd}	829	[daN]				
Taglio agente	V _{Ed}	816	[daN]				
	F _s = V _{Ed} /V _{Rd}	0,98	<	1			

Verifica soddisfatta.PIANO SECONDO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 1)

Il solaio in questione è costituito da travetti 10x44 ad interasse 70 cm con cappa collaborante di sp.2 cm, armati con ferri longitudinali 3φ18. Per le verifiche si considera un interasse di 0.70 m e una luce di calcolo di 9.00 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.70 \text{ m}$$

$$p_1 = 260 \times 0.70/100 = 1.82 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = (200+160) \times 0.70/100 = 2.52 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 0.70/100 = 2.10 \text{ daN/cm}$$

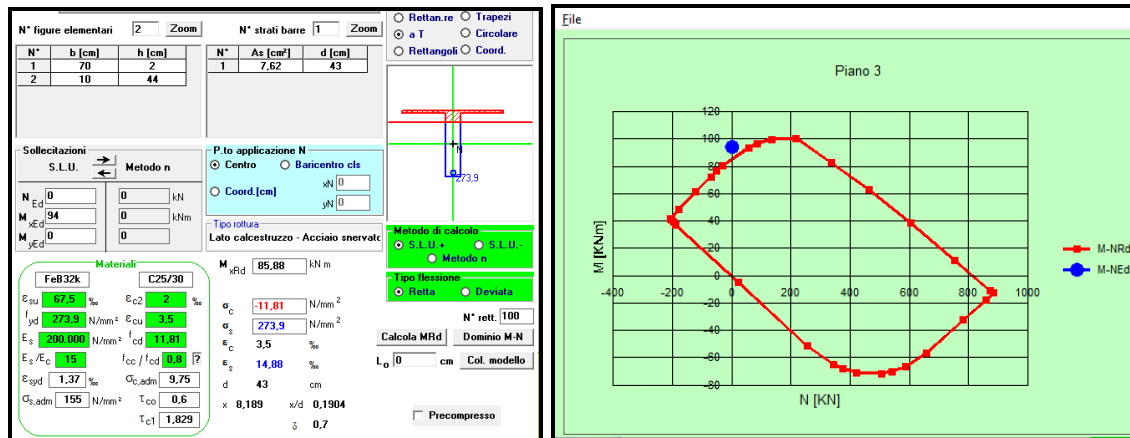
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 940600 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 4180 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 3Φ18 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica NON soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	460	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	100	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	763	[mm ²]	n	3	φ	18
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	20	[mm]				
Altezza utile	d	440	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0174	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				

	k	1,7					
	v_{min}	0,38	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	2599	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	4180	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	1,61	NO	1			
Verifica della sezione con armatura a taglio							
Diametro armature longitudinali	ϕ	16	[mm]		Solo per pilastri		
Numero di armature longitudinali	n	4	[-]		Solo per pilastri		
Tens. media di compr. considerando l'armatura	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]		Solo per pilastri		
Diametro staffe	ϕ	6	[mm]				
Numero di bracci	n	2	[-]				
Area armatura trasversale	A_{sw}	57	[mm ²]				
Passo staffe	s	333	[mm]				
	α_c	1,0000	[-]				
	f'_{cd}	6	[N/mm ²]				
	$A_{sw}f_{ywd}/b_w s$	0,47	[N/mm ²]				
	$1/2f'_{cd}$	2,9868	[N/mm ²]	duttile			
	θ	16,33	[°]				
	$\cot\theta$	3,41	[-]	1	$\leq \cot\theta \leq$	2,5	
	$V_{Rd,s}$	4678	[daN]				
	$V_{Rd,c}$	8157	[daN]				
	V_{Rd}	4678	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,89	<	1			

Verifica soddisfatta.**PIANO SECONDO e TERZO - LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 3)**

Il solaio in questione è costituito da travetti 8x16 ad interasse 35 cm con cappa collaborante di sp.4 cm, armati con ferri longitudinali (1 ϕ 6+1 ϕ 10). Per le verifiche si considera un interasse di 0.35 m e una luce di calcolo di 3.40 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.35 \text{ m}$$

$$p1 = 250 \times 0.35/100 = 0.88 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = (200+200) \times 0.35/100 = 1.40 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 0.35/100 = 1.05 \text{ daN/cm}$$

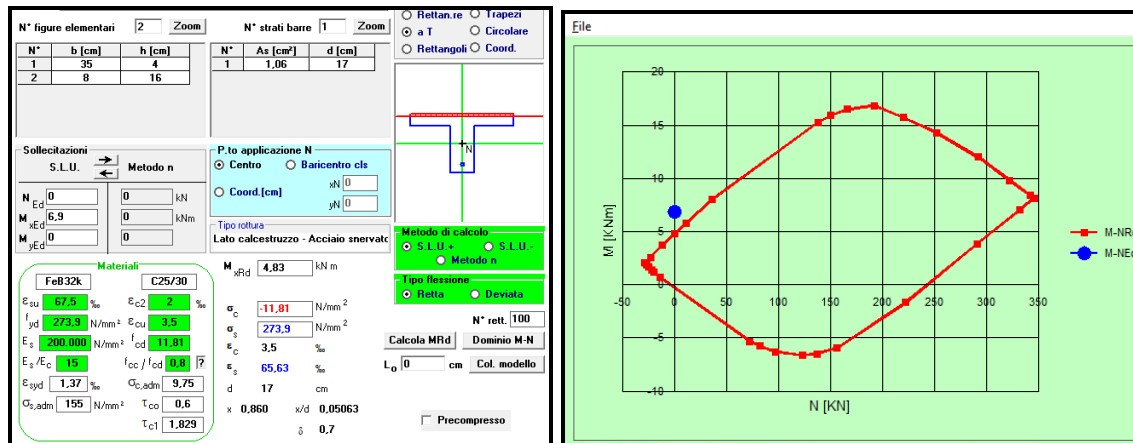
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 69360 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 820 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1Φ6+1Φ10 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica non soddisfatta

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	200	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	107	[mm ²]	n	1	φ	6
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	30	[mm]		1	φ	10
Altezza utile	d	140	[mm]				

Forza normale agente	N_{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_l	0,0079	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v_{min}	0,50	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	737	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	820	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	1,11	>	1			

Verifica NON soddisfatta**PIANO SECONDO e TERZO - SOLAIO LATEROCEMENTO A NERVATURA INCROCIATA - (SOLAIO TIPO 6)**

Il solaio è costituito da una soletta in laterocemento di altezza 20+4 cm, con travetti di spessore 10 cm a passo 80 cm; l'armatura inferiore in campata è da 3 ϕ 16, di cui due risalgono all'appoggio; nell'incrocio fra i travetti le barre inferiori disposte lungo la luce minore passano sotto a quelle sulla luce maggiore.

Il solaio ha dimensioni 8.00 m x 10.20 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$p_1 = 295 \text{ daN/m}^2$$

$$p_2 = 400 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 300 \text{ daN/m}^2$$

Assimilando la soletta ad una lastra con rapporto fra i lati $10.20/8.00 = 1.3$, risulta la seguente ripartizione del carico uniformemente distribuito:

	appoggio	incastro	si assume semincastro
in direzione del lato minore	68%	70%	69%
in direzione del lato maggiore	32%	30%	31%

Si verifica quindi il travetto più gravato, disposto lungo il lato minore e posizionato al centro del lato maggiore, per il quale risulta:

$$i = 0.80 \text{ m}$$

$$p_1 = 0.69 \times 295 \times 0.80/100 = 1.63 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = 0.69 \times 400 \times 0.80 / 100 = 2.20 \text{ daN/cm}$$

$$q = 0.69 \times 300 \times 0.80 / 100 = 1.66 \text{ daN/cm}$$

$$q_d = 1.3 \times 1.63 + 1.5 \times 2.20 + 1.5 \times 1.66 = 7.91 \text{ daNcm}$$

Considerando le due barre diam. 16 rialzate agli appoggi si calcola il momento di semincastro che risulta

$M_{xrd} = 17.85 \text{ kNm}$ (nota: il programma di verifica considera solo $M+$ per cui la figura va intesa capovolta),

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and tables for structural analysis. The 'Titolo' field is empty. The 'N° strati barre' is set to 1. The 'Zoom' is set to 1. The 'Tipo Sezione' is set to 'Rettan.re'. The 'Tipo rottura' is set to 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'. The 'Metodo di calcolo' is set to 'S.L.U. +'. The 'Tipo flessione' is set to 'Retta'. The 'N° rett.' is set to 100. The 'Calcola MRd' button is highlighted. The 'Dominio M-N' button is also visible. The 'Col. modello' button is visible. The 'Precompresso' checkbox is unchecked. The 'Materiali' section shows properties for FeB32k and C25/30. The 'SOLLECITAZIONI' section shows values for N_{Ed} , M_{Ed} , x_{Ed} , and y_{Ed} . The 'P.to applicazione N' section shows values for xN and yN . The 'Tipo rottura' section shows values for L_0 and $Col. modello$. The 'Calcola MRd' button is highlighted. The 'Dominio M-N' button is also visible. The 'Col. modello' button is visible. The 'Precompresso' checkbox is unchecked. The 'Materiali' section shows properties for FeB32k and C25/30. The 'SOLLECITAZIONI' section shows values for N_{Ed} , M_{Ed} , x_{Ed} , and y_{Ed} . The 'P.to applicazione N' section shows values for xN and yN . The 'Tipo rottura' section shows values for L_0 and $Col. modello$.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	10	24	1	4.02	21

SOLLECITAZIONI
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 17.85 kNm
 x_{Ed} 0
 y_{Ed} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
Retta Deviata

Materiali
FeB32k C25/30
 ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 273.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.37 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 155 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Calcoli
 M_{xRd} 17.85 kNm
 σ_c -11.81 N/mm²
 σ_s 273.9 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 2.882 %
 d 21 cm
 x 11.52 x/d 0.5484
 δ 1

Parametri
 N^* rett. 100
 L_0 0 cm
 $Col. modello$

Buttons
Calcola MRd Dominio M-N Col. modello Precompresso

Per cui il massimo momento flettente in campata risulta: $M = 7.91 \times 800^2 / 8 - 178500 = 275800 \text{ daNcm}$

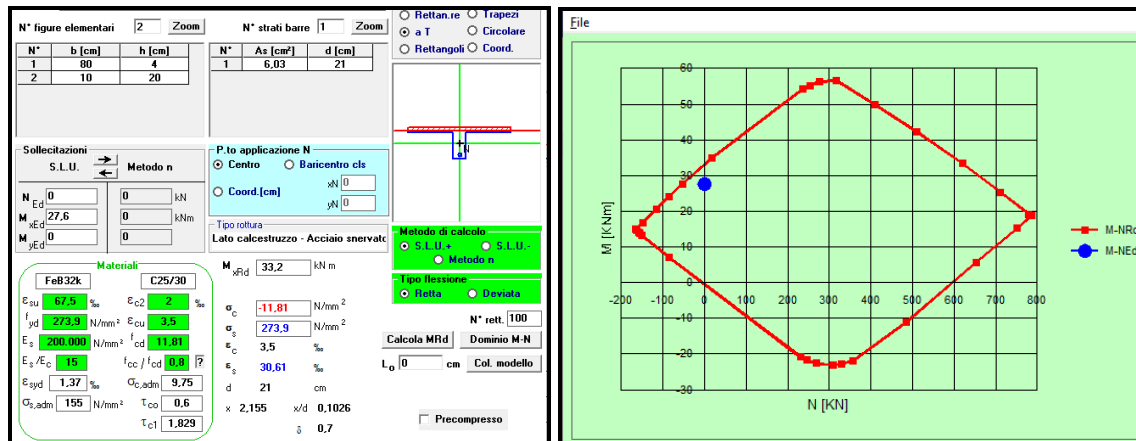
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 275800 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 7.91 \times 800 / 2 = 3164 \text{ daN}$$

Di seguito si riportano le verifiche:

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

Altezza sezione	h	240	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	100	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	300	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	g _c	1,8	[-]				
	a _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3150	[daN/cm ²]				
	g _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	274	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	402	[mm ²]	n	2	φ	16
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	30	[mm]				
Altezza utile	d	210	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	r _l	0,0191	[-]				
Tensione media di compressione	s _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					

	n_{min}	0,49	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	1507	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	3164	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	2,10	>	1			

Verifica NON soddisfatta**PIANO SECONDO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 7)**

Il solaio in questione è costituito da travetti 8x24 ad interasse 35 cm con cappa collaborante di sp.6/4 cm, armati con ferri longitudinali inferiori 2 ϕ 14 all'appoggio e 4 ϕ 14 in campata . Per le verifiche si considera un interasse di 0.35 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.35 \text{ m}$$

$$p1 = 380 \times 0.35/100 = 1.33 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = 100 \times 0.35/100 = 0.35 \text{ daN/cm}$$

$$q = 400 \times 0.35/100 = 1.40 \text{ daN/cm}$$

- Carichi distribuito ballatoio (solaio tipo 11)

$$p1 = 355 \times 1.75/100 = 6.20 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = 215 \times 1.75/100 = 3.75 \text{ daN/cm}$$

$$q = 400 \times 1.75/100 = 7.00 \text{ daN/cm}$$



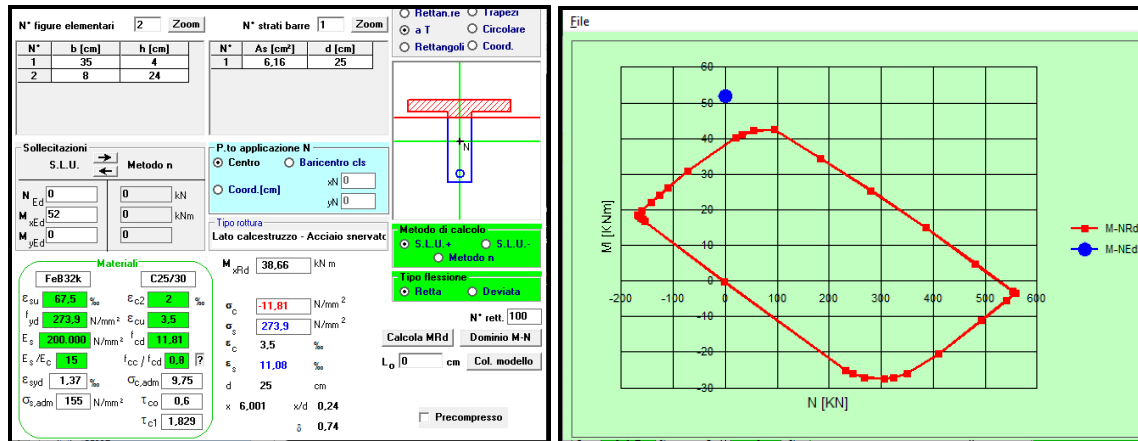
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 520000 \text{ daNcm (in campata)}$$

$$V_{Ed} = 5450 \text{ daN (sull'appoggio)}$$

La sezione è armata con ferri longitudinali inferiori $2\phi 14$ all'appoggio e $4\phi 14$ in campata, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica NON soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	300	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	308	[mm ²]	n	2	φ	14
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	30	[mm]				
Altezza utile	d	270	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				

Rapp. geometrico armatura long.	ρ_l	0,0143	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	1,9					
	v_{min}	0,45	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	1328	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	5450	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	4,10	>	1			

Verifica NON soddisfatta.

PIANO SECONDO - SOLETTA PIENA - (SOLAIO TIPO 10)

Il solaio in questione è costituito da una soletta piena sp.10 cm armata con ferri longitudinali $\phi 10/10$. Per le verifiche si considera una striscia di solaio larga 1 m e una luce di calcolo di 1.80 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 1.00 \text{ m}$$

$$p_1 = 250 \times 1.00/100 = 2.50 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = 400 \times 1.00/100 = 4.00 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 1.00/100 = 3.00 \text{ daN/cm}$$

Su entrambi gli appoggi viene applicata una coppia di momento pari a $ql^2/24$, che tiene conto della rigidezza flessionale della trave all'estremità della soletta.

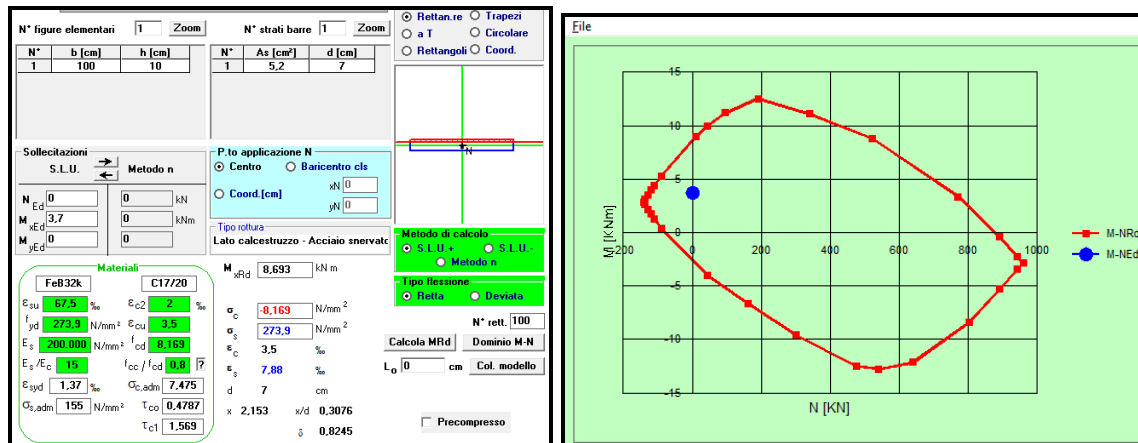
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 37200 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 1240 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1 $\Phi 10/10$ inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	100	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	1000	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	209	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	17	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	8	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1.15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	518	[mm ²]	n	6,6	φ	10
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]				
Altezza utile	d	40	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0130	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	V _{min}	0,41	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V _{Rd}	2256	[daN]				
Taglio agente	V _{Ed}	1240	[daN]				
	F _s = V _{Ed} /V _{Rd}	0,55	<	1			

Verifica soddisfatta.

PIANO SECONDO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 11)

Il solaio in questione è costituito da travetti 10x30 ad interasse 75 cm con cappa collaborante di sp.5 cm, armati con ferri longitudinali 2 Φ 16. Per le verifiche si considera un interasse di 0.75 m e una luce di calcolo di 4.00 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.75 \text{ m}$$

$$p1 = 355 \times 0.75/100 = 2.66 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = 215 \times 0.75/100 = 1.61 \text{ daN/cm}$$

$$q = 400 \times 0.75/100 = 3.00 \text{ daN/cm}$$

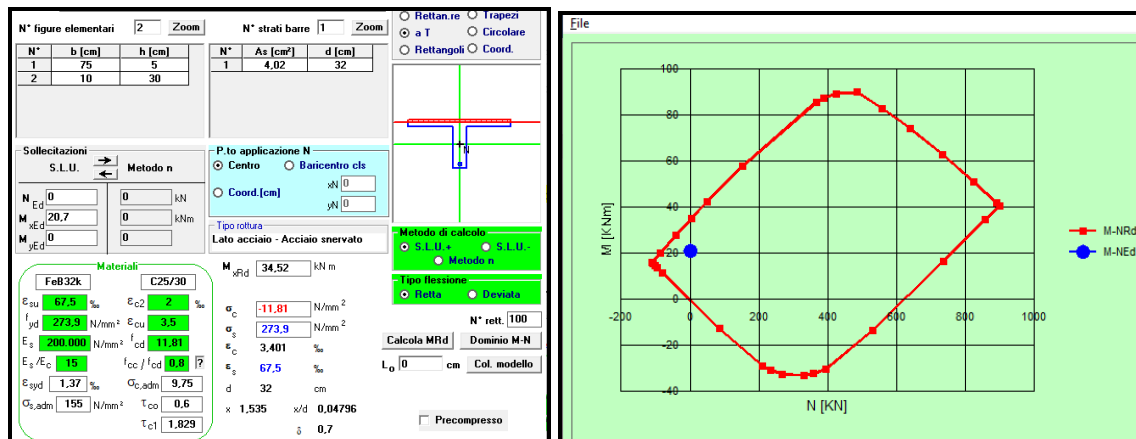
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 207400 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 2074 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 2 Φ 16 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	350	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	100	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				

	f_{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f_{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ_s	1,15	[-]				
	f_{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	402	[mm ²]	n	2	ϕ	16
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]				
Altezza utile	d	290	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_l	0,0139	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	1,8					
	v_{min}	0,44	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	1738	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	2074	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	1,19	>	1			

Verifica NON soddisfatta.

PIANO TERZO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 1)

Il solaio in questione è costituito da travetti 10x44 ad interasse 70 cm con cappa collaborante di sp.2 cm, armati con ferri longitudinali 3 ϕ 18. Per le verifiche si considera un interasse di 0.70 m e una luce di calcolo di 9.00 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.70 \text{ m}$$

$$p_1 = 260 \times 0.70/100 = 1.82 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = (100+200) \times 0.70/100 = 2.10 \text{ daN/cm}$$

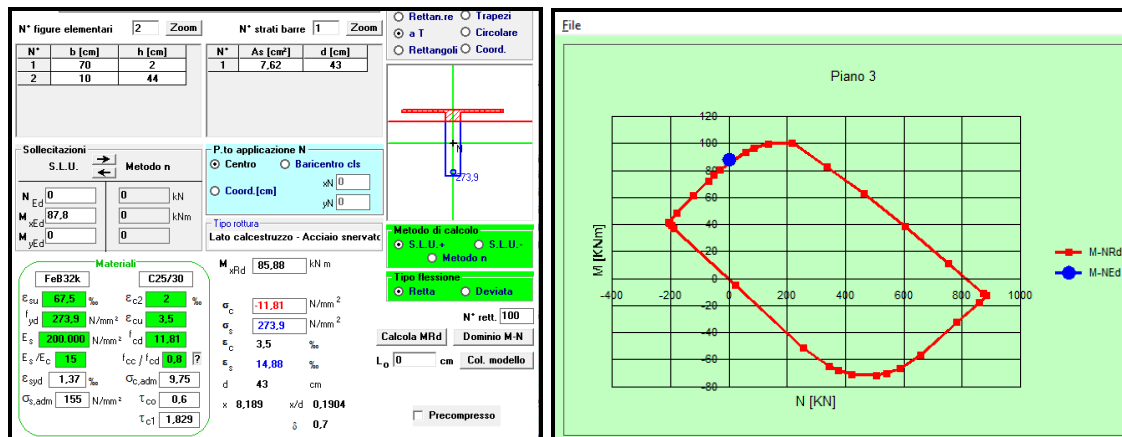
$$q = 300 \times 0.70/100 = 2.10 \text{ daN/cm}$$

Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 876800 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 3900 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 3 Φ 18 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione**Verifica NON soddisfatta.**Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	460	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	100	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	763	[mm ²]	n	3	φ	18
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	20	[mm]				
Altezza utile	d	440	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0174	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	1,7					
	v _{min}	0,38	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V _{Rd}	2599	[daN]				
Taglio agente	V _{Ed}	3900	[daN]				
	F _s = V _{Ed} /V _{Rd}	1,50	ATT	1			
Verifica della sezione con armatura a taglio							

Diametro armature longitudinali	ϕ	16	[mm]		Solo per pilastri	
Numero di armature longitudinali	n	4	[-]		Solo per pilastri	
Tens. media di compr. considerando l'armatura	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]		Solo per pilastri	
Diametro staffe	ϕ	6	[mm]			
Numero di bracci	n	2	[-]			
Area armatura trasversale	A_{sw}	57	[mm ²]			
Passo staffe	s	333	[mm]			
	α_c	1,0000	[-]			
	f'_{cd}	6	[N/mm ²]			
	$A_{sw}f_{ywd}/b_w s$	0,47	[N/mm ²]			
	$1/2f'_{cd}$	2,9868	[N/mm ²]	duttile		
	θ	16,33	[°]			
	$\cot\theta$	3,41	[-]	1	$\leq \cot\theta \leq$	2,5
	$V_{Rd,s}$	4678	[daN]			
	$V_{Rd,c}$	8157	[daN]			
	V_{Rd}	4678	[daN]			
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,83	<	1		

Verifica soddisfatta.

PIANO TERZO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 7)

Il solaio in questione è costituito da travetti 8x24 ad interasse 35 cm con cappa collaborante di sp.6 cm, armati con ferri longitudinali inferiori 2 ϕ 14 all'appoggio e 4 ϕ 14 in campata . Per le verifiche si considera un interasse di 0.35 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.35 \text{ m}$$

$$p1 = 380 \times 0.35/100 = 1.33 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = 100 \times 0.35/100 = 0.35 \text{ daN/cm}$$

$$q = 400 \times 0.35/100 = 1.40 \text{ daN/cm}$$



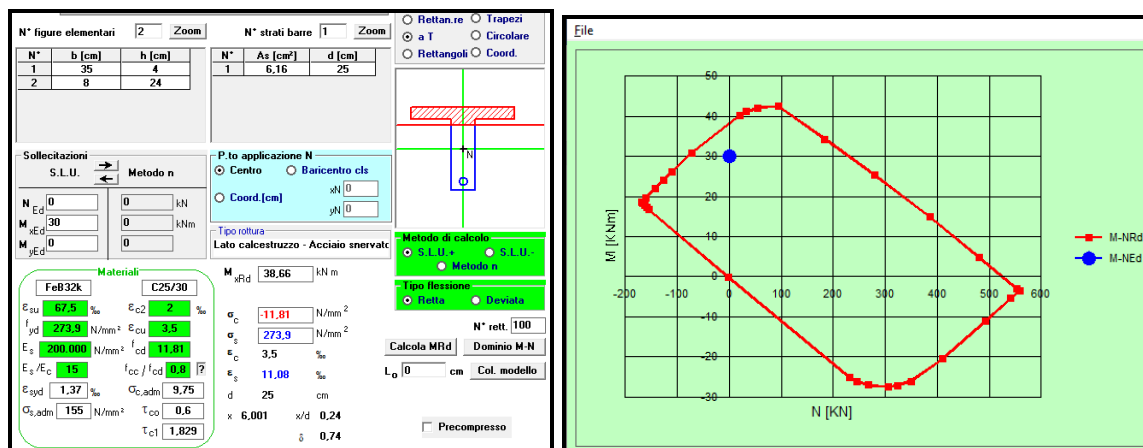
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$M_{Ed} = 300000 \text{ daNcm}$ (in campata)

$V_{Ed} = 1630 \text{ daN}$ (sull'appoggio)

La sezione è armata con ferri longitudinali inferiori $2\phi 14$ all'appoggio e $4\phi 14$ in campata, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	300	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				

Calcestruzzo	R_{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f_{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ_c	1,8	[-]				
	α_{cc}	0,85	[-]				
	f_{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f_{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ_s	1,15	[-]				
	f_{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	308	[mm ²]	n	2	ϕ	14
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	30	[mm]				
Altezza utile	d	270	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_l	0,0143	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	1,9					
	v_{min}	0,45	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	1328	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	1630	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	1,23	>	1			

Verifica NON soddisfatta**PIANO TERZO - SOLETTA PIENA - (SOLAIO TIPO 8)**

Il solaio in questione è costituito da una soletta piena sp.10 cm armata con ferri longitudinali $\phi 8/10$. Per le verifiche si considera una striscia di solaio larga 1 m e una luce di calcolo di 2.80 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 1.00 \text{ m}$$

$$p_1 = 250 \times 1.00/100 = 2.50 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = 300 \times 1.00/100 = 3.00 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 1.00/100 = 3.00 \text{ daN/cm}$$

Su entrambi gli appoggi viene applicata una coppia di momento pari a $ql^2/24$, che tiene conto della rigidezza flessionale della trave all'estremità della soletta.

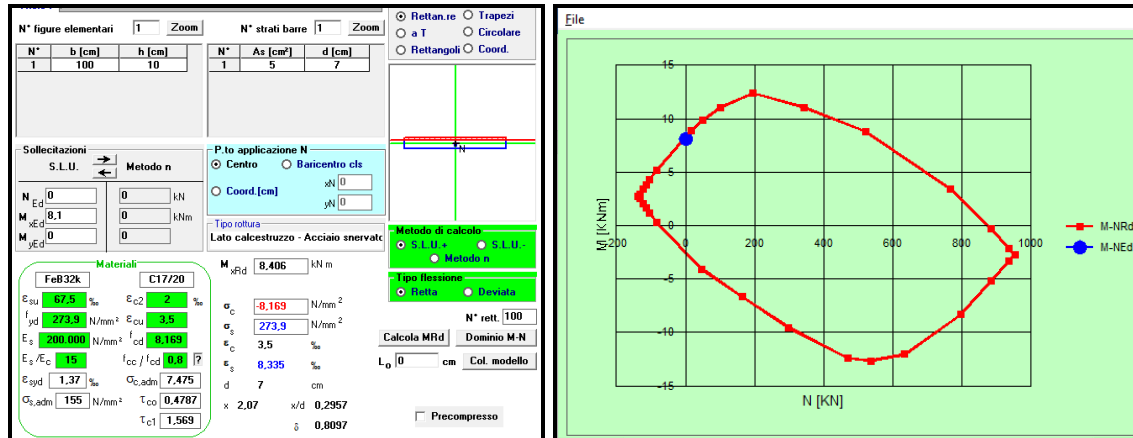
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 81000 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 1715 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1Φ8/10 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	100	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	1000	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	209	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	17	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	8	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	503	[mm ²]	n	10	φ	8
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]				
Altezza utile	d	40	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0126	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					

	V_{min}	0,41	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	2233	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	1715	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,77	<	1			

Verifica soddisfatta.

COPERTURA - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 1)

Il solaio in questione è costituito da travetti 10x44 ad interasse 70 cm con cappa collaborante di sp.2 cm, armati con ferri longitudinali 3 Φ 18. Per le verifiche si considera un interasse di 0.70 m e una luce di calcolo di 9.00 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.70 \text{ m}$$

$$p1 = 260 \times 0.70/100 = 1.82 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = 100 \times 0.70/100 = 0.70 \text{ daN/cm}$$

$$q = 80 \times 0.70/100 = 0.56 \text{ daN/cm}$$

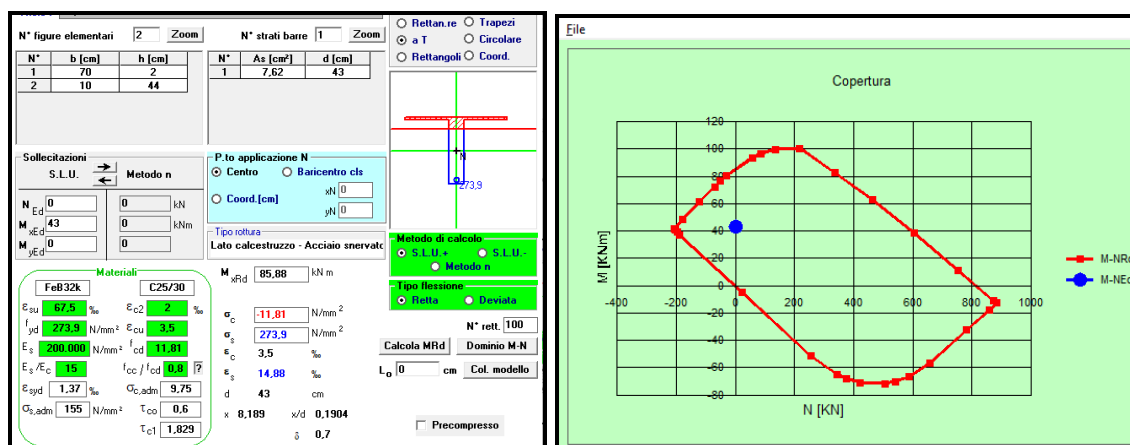
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 43000 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 1915 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 3 Φ 18 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	460	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	100	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1.15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	763	[mm ²]	n	3	φ	18
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]				
Altezza utile	d	400	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0191	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	1,7					
	v _{min}	0,39	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	2487	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	1912	[daN]				
	F_s = V_{Ed}/V_{Rd}	0,77	<	1			

Verifica soddisfatta.**PIANO TERZO - SOLAIO LATEROCEMENTO A NERVATURA INCROCIATA - (SOLAIO TIPO 2)**

Il solaio è costituito da una soletta in laterocemento di altezza 20+4 cm, con travetti di spessore 10 cm a passo 80 cm; l'armatura inferiore in campata è da 3φ14, di cui due risalgono all'appoggio; nell'incrocio fra i travetti le barre inferiori disposte lungo la luce minore passano sotto a quelle sulla luce maggiore.

Il solaio ha dimensioni 8.00 m x 10.20 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$p_1 = 295 \text{ daN/m}^2$$

$$p_2 = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 80 \text{ daN/m}^2$$

Assimilando la soletta ad una lastra con rapporto fra i lati $10.20/8.00 = 1.3$, risulta la seguente ripartizione del carico uniformemente distribuito:

	appoggio	incastro	si assume semincastro
in direzione del lato minore	68%	70%	69%
in direzione del lato maggiore	32%	30%	31%

Si verifica quindi il travetto più gravato, disposto lungo il lato minore e posizionato al centro del lato maggiore, per il quale risulta:

$$i = 0.80 \text{ m}$$

$$p_1 = 0.69 \times 295 \times 0.80/100 = 1.63 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = 0.69 \times 100 \times 0.80/100 = 0.55 \text{ daN/cm}$$

$$q = 0.69 \times 80 \times 0.80/100 = 0.44 \text{ daN/cm}$$

$$q_d = 1.3 \times 1.63 + 1.5 \times 0.55 + 1.5 \times 0.44 = 3.60 \text{ daNcm}$$

Considerando le due barre diam. 14 rialzate agli appoggi si calcola il momento di semincastro che risulta

$M_{xrd} = 14.62 \text{ kNm}$ (nota: il programma di verifica considera solo $M+$ per cui la figura va intesa capovolta),

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: []

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	10	24	1	3.08	21

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: FeB32k C25/30

Proprietà	Valore	Unità
ϵ_{su}	67.5	‰
ϵ_{c2}	2	‰
f_{yd}	273.9	N/mm²
ϵ_{cu}	3.5	‰
E_s	200.000	N/mm²
f_{cd}	11.81	‰
E_s/E_c	15	
f_{cc}/f_{cd}	0.8	
ϵ_{syd}	1.37	‰
$\sigma_{c,adm}$	9.75	N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	155	N/mm²
τ_{co}	0.6	
τ_{c1}	1.829	

M_{xRd} 14.62 kNm

σ_c -11.81 N/mm²
 σ_s 273.9 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 4.831 ‰
d 21 cm
x 8.823 x/d 0.4201
 δ 0.9652

Calcoli: Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Per cui il massimo momento flettente in campata risulta: $M = 3.60 \times 800^2/8 - 146200 = 141800 \text{ daNcm}$

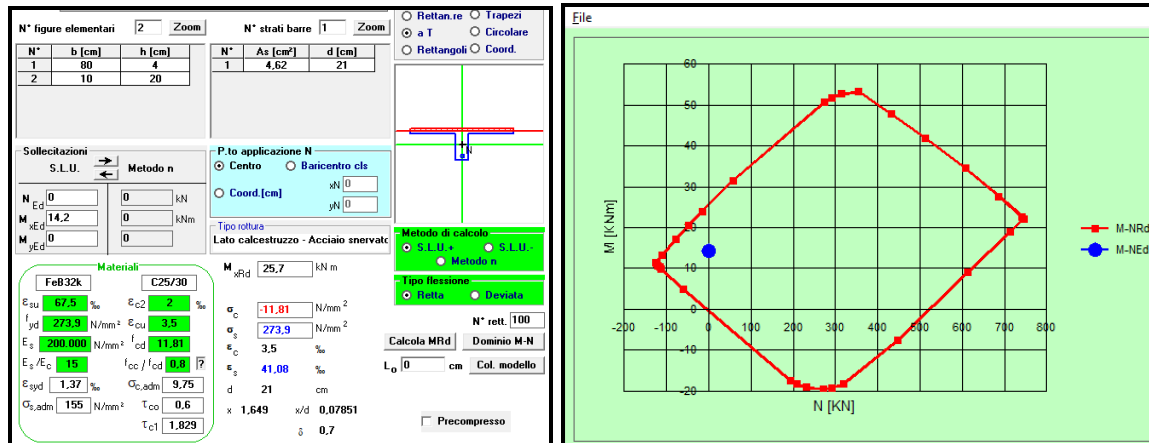
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 141800 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 3.60 \times 800/2 = 1440 \text{ daN}$$

Di seguito si riportano le verifiche:

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

Altezza sezione	h	240	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	100	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	300	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	g _c	1,8	[-]				
	a _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3150	[daN/cm ²]				
	g _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	274	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	308	[mm ²]	n	2	φ	14
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	30	[mm]				
Altezza utile	d	210	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				

Rapp. geometrico armatura long.	r_l	0,0147	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	n_{min}	0,49	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	1378	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	1440	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	1,04	>	1			

Verifica NON soddisfatta

Nell'altro senso di orditura della soletta con il 31% di carico e una luce di $L=10.2$ m si ottiene la seguente sollecitazione di taglio:

$$V_{Ed} = 1.61 \times 1020 / 2 = 820 \text{ daN}$$

Altezza sezione	h	240	[mm]				
Larghezza minima sezione	b_w	100	[mm]				
Calcestruzzo	R_{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f_{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ_c	1,8	[-]				
	α_{cc}	0,85	[-]				
	f_{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f_{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ_s	1,15	[-]				
	f_{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	308	[mm ²]	n	2	ϕ	14
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	30	[mm]				
Altezza utile	d	210	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_l	0,0147	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v_{min}	0,49	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	1384	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	820	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,59	<	1			

Verifica soddisfatta

COPERTURA - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 3)

Il solaio in questione è costituito da travetti 8x16 ad interasse 35 cm con cappa collaborante di sp.4 cm, armati con ferri longitudinali (1Φ6+1Φ10). Per le verifiche si considera un interasse di 0.35 m e una luce di calcolo di 2.50 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.35 \text{ m}$$

$$p1 = 250 \times 0.35/100 = 0.88 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = 100 \times 0.35/100 = 0.35 \text{ daN/cm}$$

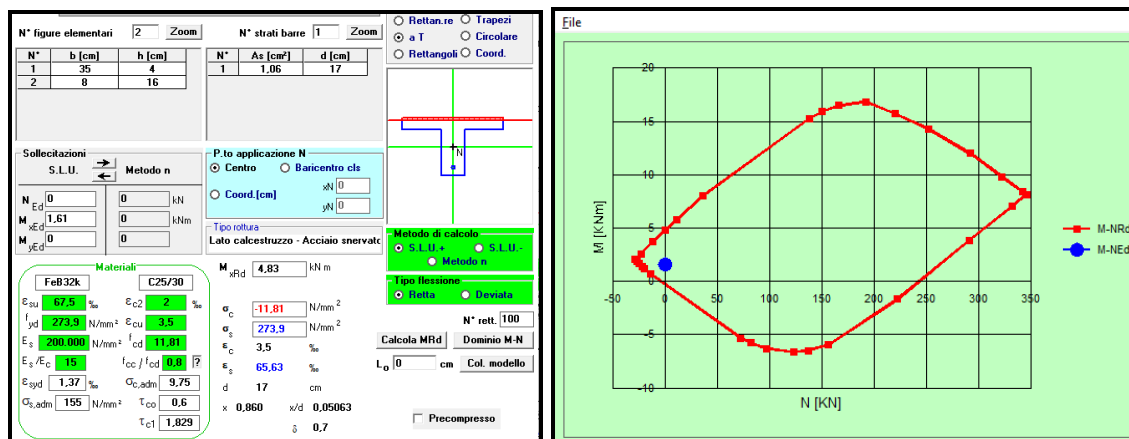
$$q = 80 \times 0.35/100 = 0.30 \text{ daN/cm}$$

Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 16100 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 260 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1Φ6+1Φ10 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessioneVerifica soddisfatta.Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	200	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm²]				
	f _{ck}	25	[N/mm²]				
	γ _c	1,8	[-]				

	α_{cc}	0,85	[-]				
	f_{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f_{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ_s	1.15	[-]				
	f_{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	107	[mm ²]	n	1	ϕ	6
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]		1	ϕ	10
Altezza utile	d	140	[mm]				
Forza normale agente	N_{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_l	0,0095	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v_{min}	0,50	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	647	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	259	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,40	<	1			

Verifica soddisfatta.**COPERTURA - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 4)**

Il solaio in questione è costituito da travetti 8x18 ad interasse 38 cm con cappa collaborante di sp.2cm, armati con ferri longitudinali 2 ϕ 12. Per le verifiche si considera un interasse di 0.38 m e una luce di calcolo di 9.60 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.38 \text{ m}$$

$$p_1 = 215 \times 0.38/100 = 0.82 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = 100 \times 0.38/100 = 0.38 \text{ daN/cm}$$

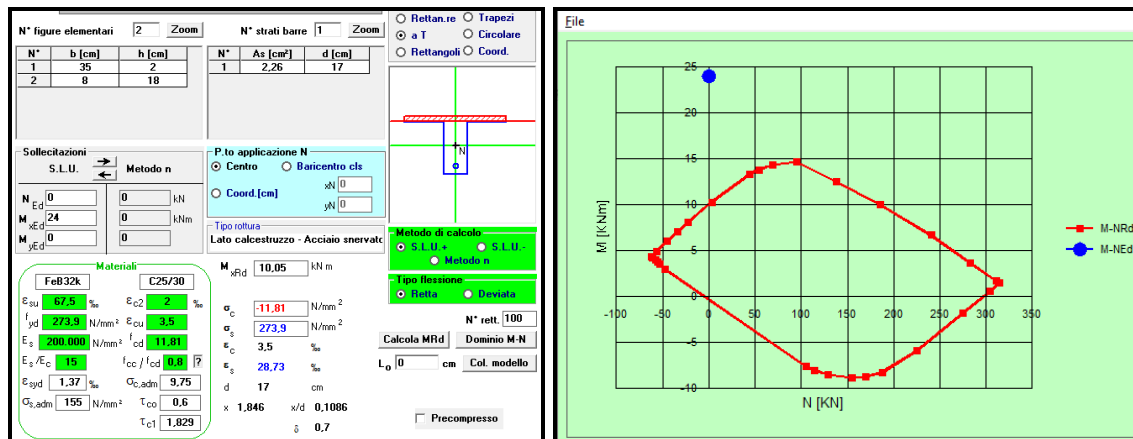
$$q = 80 \times 0.38/100 = 0.30 \text{ daN/cm}$$

Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 240800 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 1000 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 2 Φ 12 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione**Verifica NON soddisfatta.**Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	200	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	226	[mm ²]	n	2	φ	1 2
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]				
Altezza utile	d	140	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0200	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v _{min}	0,50	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di	V_{Rd}	829	[daN]				

calcolo					
Taglio agente	V_{Ed}	1000	[daN]		
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	1,21	>	1	

Verifica NON soddisfatta.

COPERTURA - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 5)

Il solaio in questione è costituito da travetti 16x12 ad interasse 70 cm con cappa collaborante di sp.4 cm, armati con ferri longitudinali 1 Φ 8. Per le verifiche si considera un interasse di 0.70 m e una luce di calcolo di 2.80 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.70 \text{ m}$$

$$p1 = 175 \times 0.70/100 = 1.22 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = 100 \times 0.70/100 = 0.70 \text{ daN/cm}$$

$$q = 80 \times 0.70/100 = 0.56 \text{ daN/cm}$$

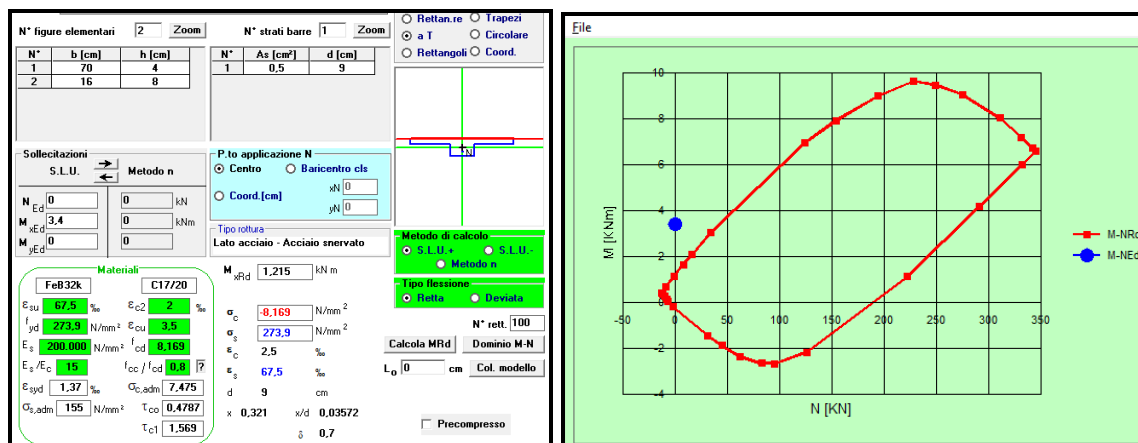
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 34300 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 490 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1 Φ 8 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica NON soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	120	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	160	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	209	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	17	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	8	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	50	[mm ²]	n	1	φ	8
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	30	[mm]				
Altezza utile	d	90	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0035	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v _{min}	0,41	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	593	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	490	[daN]				
	F_s = V_{Ed}/V_{Rd}	0,83	<	1			

Verifica soddisfatta.*COPERTURA - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 16)*

Il solaio in questione è costituito da travetti 8x16 ad interasse 35 cm con cappa collaborante di sp.4 cm, armati con ferri longitudinali 1φ6+1φ8. Per le verifiche si considera un interasse di 0.35 m e una luce di calcolo di 3.10 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.35 \text{ m}$$

$$p_1 = 250 \times 0.35/100 = 0.88 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = 100 \times 0.35/100 = 0.35 \text{ daN/cm}$$

$$q = 80 \times 0.35/100 = 0.28 \text{ daN/cm}$$

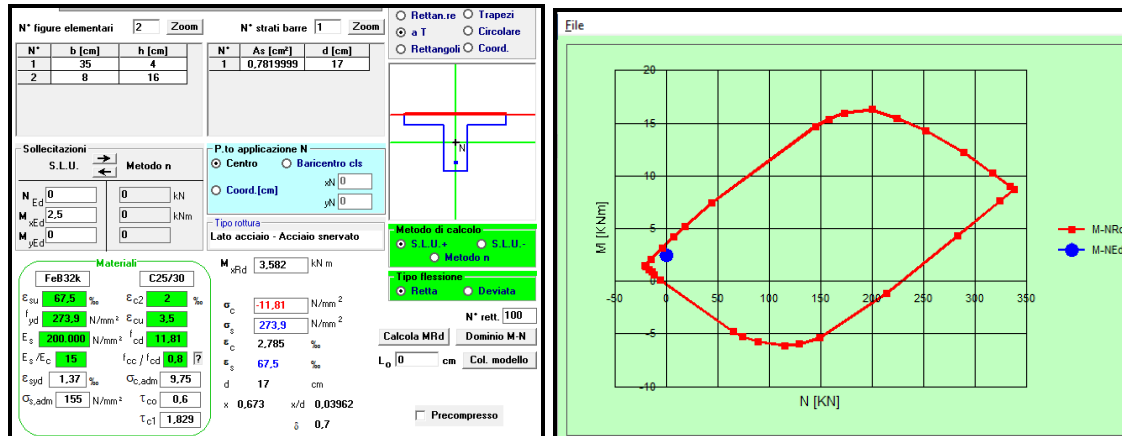
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 25100 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 325 \text{ daN}$$

La sezione è armata con 1Φ6+1Φ8 inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	200	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	79	[mm ²]	n	1	φ	6
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	60	[mm]		1	φ	8
Altezza utile	d	140	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0070	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				

	k	2,0				
	V_{min}	0,50	[N/mm ²]			
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	584	[daN]			
Taglio agente	V_{Ed}	325	[daN]			
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,56	<	1		

Verifica soddisfatta.

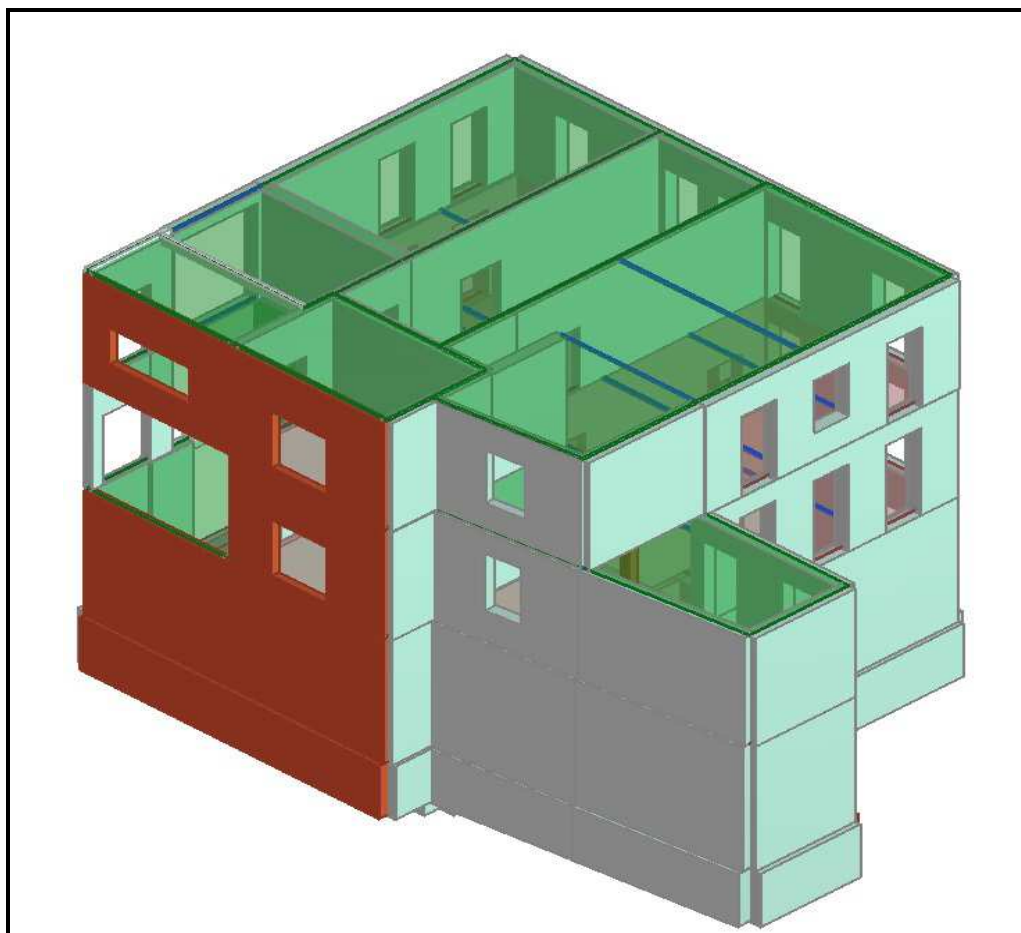
11. MODELLAZIONE SISMICA E STATICA DEL CORPO IN MURATURA

11.1. Premessa

Come esposto al capitolo precedente le strutture in cemento e in muratura, sebbene siano prive di giunto sismico, sono state modellate separatamente in modo da poter studiare più facilmente il comportamento in condizioni sismiche.

L'analisi del corpo in muratura è stata svolta con il codice di calcolo TreMuri. Il programma svolge l'analisi statica non lineare (analisi *pushover*), che consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali, scalate in modo tale da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (che può essere posto, ad esempio, sulla sommità dell'edificio).

Di seguito si riportano alcune immagini del modello generato,



Schematizzazione solida del modello utilizzato per il calcolo.

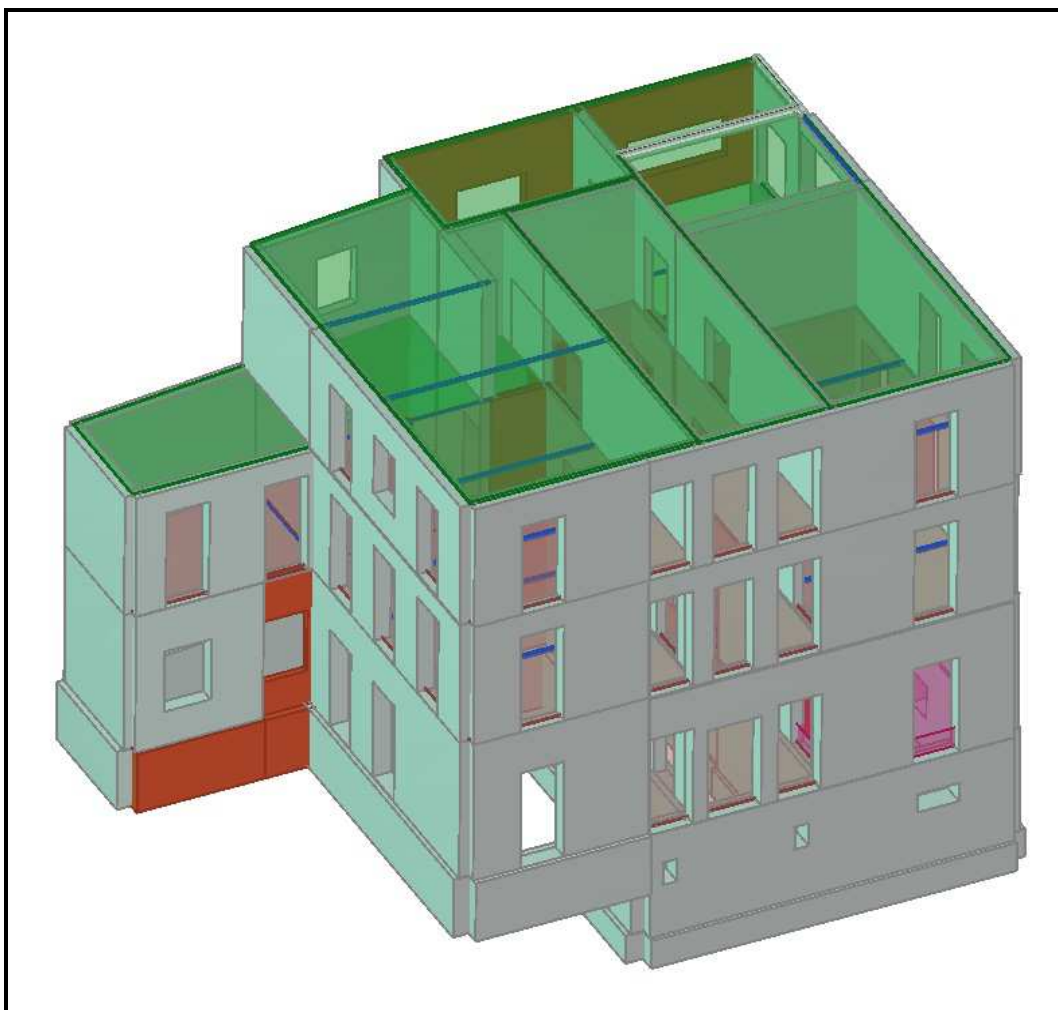


Figura 1: Schematizzazione solida del modello utilizzato per il calcolo.

11.2. Caratteristiche dei materiali

Come esposto nei paragrafi precedenti la definizione della qualità della muratura è avvenuta attraverso il rilievo visivo di diverse porzioni di parete alle quali è stato eliminato l'intonaco (per una superficie di almeno 1 m²) e il risultato delle prove con martinetto piatto doppio. Di seguito si riportano alcune immagini delle zone di indagine.



Rilievo della muratura effettuato nello spigolo nord-ovest al piano primo



Rilievo della muratura effettuato nella facciata ovest del corpo bagno al piano primo



Rilievo della muratura effettuato nelle pareti di spina al piano primo



Rilievo della muratura effettuato nelle pareti di spina al piano primo



Rilievo della muratura effettuato nelle pareti del vano scala

Dall'indagine visiva la muratura del corpo principale viene classificata, ai sensi della Tab. C8.5.1 della Circolare come, *muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)* con malta di scadenti caratteristiche mentre le pareti del vano scala come *Muratura in mattoni pieni e malta di calce*, anche in questo caso con malta di scadenti caratteristiche.

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

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

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Le due prove con martinetti piatti doppi, eseguite sulle pareti del piano terra del corpo principale, confermano la classificazione visiva come si evince dal confronto dei moduli elastici ottenuti con quelli riportati nella tabella C8.5.I della circolare.

Di seguito si riportano i risultati di prova desunti dalla relazione del Laboratorio SRT.

Prova	piano	intervallo di pressione effettiva (bar)	Ed (MPa)	Poisson
MPD - 1	terra	0 – 4.50	584	0.02 (*)
MPD - 1	terra	0 – 9.00	529	0.03 (*)
MPD - 2	primo	0 – 3.30	660	0.10
MPD - 2	primo	0 – 9.89	520	0.15

(*) valore non attendibile

11.3. Parametri di progetto

La struttura è stata modellata come assemblaggio 3D di telai equivalenti (pareti murarie) e orizzontamenti (solai).

Ciascuna parete è stata modellata assemblando elementi che simulino il comportamento delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria (fasce), dei pannelli murari (maschi) e delle porzioni rigide costituite dai nodi.

La schematizzazione è stata effettuata sulla base dell'analisi della conformazione dei prospetti, prestando particolare attenzione alla morfologia e al posizionamento delle aperture, in modo da individuare le porzioni soggette a danneggiamento e quelle identificabili come nodi rigidi. Si ricorda, infatti, come dall'osservazione dei danni riscontrati su casi reali e sperimentali, il danneggiamento sia generalmente concentrato in porzioni ben definite della parete, ovvero i maschi murari e le fasce di piano.

Di seguito si riportano i parametri di calcolo per la muratura utilizzati nell'analisi:

Proprietà materiale

Modifica

Tipo

Nome

Colore materiale

Texture

Muratura esistente in mattoni pieni

E [N/mm2]	1500
Eh [N/mm2]	1500
G [N/mm2]	500
w [kN/m3]	18
fm [N/cm2]	345
fhm [N/cm2]	258,75
fk [N/cm2]	201,25
τ [N/cm2]	9
FC	1,2
γ m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

☒ Esistente
☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata
☐ Definizione utente
☐ Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Degrado di resistenza a un valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

☐ Considera contributo a trazione fascia

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

Proprietà materiale

Modifica

Tipo

Nome

Colore materiale

Texture

Muratura esistente in pietra

E [N/mm2]	870
Eh [N/mm2]	870
G [N/mm2]	290
w [kN/m3]	19
fm [N/cm2]	150
fhm [N/cm2]	112,5
fk [N/cm2]	87,5
τ [N/cm2]	2,5
FC	1,2
γ m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

☒ Esistente
☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata
☐ Definizione utente
☐ Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Degrado di resistenza a un valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

☐ Considera contributo a trazione fascia

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

11.4. Risultati delle verifiche statiche

Le verifiche statiche eseguite sulla struttura in questione sono le seguenti:

Snellezza della muratura

Si definisce snellezza di una muratura il rapporto h_0 / t in cui:

h_0 : lunghezza libera di inflessione del muro pari a $r \cdot h$

t : spessore del muro

h : l'altezza interna di piano

r : il fattore laterale di vincolo

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente:

$$h_0 / t < 20$$

Eccentricità dei carichi

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$e_1 / t \leq 0.33$$

$$e_2 / t \leq 0.33$$

in cui:

t : spessore del muro

$$e_1 = |e_s| + |e_a|$$

$$e_2 = e_1 + |e_v|$$

e_s : eccentricità totale dei carichi verticali

e_a : $h/200$

e_v : eccentricità dovuta al vento $e_v = M_v / N$

Verifica a carichi verticali

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_d \leq N_r$$

in cui:

N_d : carico verticale agente

N_r : carico verticale resistente: $N_r = \phi f_d A$

A : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

f_d : resistenza di calcolo della muratura;

ϕ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro

Queste verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore).

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte.

I dettagli di verifica per le singole pareti sono riportati nel listato di output di seguito riportato-

Parete : 1

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
13	450	24	18,750	0,094	0,094	0,094	Sì
14	450	40	11,250	0,056	0,056	0,056	Sì
15	340	80	4,250	0,107	0,031	0,048	Sì
16	340	80	4,250	0,037	0,021	0,034	Sì
17	340	65	5,231	0,043	0,026	0,040	Sì
18	340	65	5,231	0,042	0,026	0,039	Sì
19	450	55	8,182	0,077	0,041	0,069	Sì
20	450	55	8,182	0,073	0,041	0,067	Sì
21	450	55	8,182	0,079	0,041	0,069	Sì
22	390	30	13,000	0,065	0,065	0,065	Sì
23	390	30	13,000	0,080	0,065	0,078	Sì
24	390	50	7,800	0,195	0,082	0,143	Sì
25	390	50	7,800	0,136	0,062	0,116	Sì
26	390	50	7,800	0,131	0,060	0,110	Sì
27	390	50	7,800	0,155	0,065	0,113	Sì
28	390	30	13,000	0,065	0,065	0,065	Sì
29	390	30	13,000	0,106	0,065	0,094	Sì
30	390	45	8,667	0,212	0,090	0,158	Sì
31	390	45	8,667	0,438	0,066	0,093	No
32	390	50	7,800	0,207	0,058	0,090	Sì
33	390	50	7,800	0,170	0,067	0,113	Sì
34	390	50	7,800	0,205	0,059	0,091	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
13	7.893	0,373	7.829	1,008	10.694	0,373	7.829	1,366	13.495	0,373	7.829	1,724	No
14	15.996	0,655	16.266	0,983	19.306	0,655	16.266	1,187	22.616	0,655	16.266	1,390	No
15	3.065	0,670	27.886	0,110	6.518	0,879	36.564	0,178	9.970	0,826	34.383	0,290	Sì
16	66.666	0,858	93.535	0,713	75.715	0,908	99.039	0,764	84.763	0,869	94.710	0,895	Sì
17	16.780	0,833	18.376	0,913	18.252	0,883	19.501	0,936	19.724	0,840	18.544	1,064	No
18	77.570	0,834	97.137	0,799	85.341	0,883	102.945	0,829	93.111	0,842	98.107	0,949	Sì
19	8.796	0,667	6.532	1,347	9.923	0,775	7.592	1,307	11.050	0,689	6.748	1,638	No
20	70.266	0,678	61.587	1,141	78.272	0,775	70.419	1,112	86.279	0,696	63.226	1,365	No
21	17.666	0,660	18.971	0,931	20.990	0,775	22.307	0,941	24.315	0,691	19.883	1,223	No

22	9.098	0,582	2.755	3,302	9.569	0,582	2.755	3,473	10.040	0,582	2.755	3,644	No
23	14.522	0,540	5.545	2,619	15.542	0,582	5.971	2,603	16.562	0,545	5.597	2,959	No
24	6.904	0,436	7.056	0,978	8.615	0,658	10.655	0,809	10.325	0,539	8.725	1,183	No
25	26.281	0,553	20.193	1,301	29.687	0,718	26.205	1,133	33.093	0,592	21.588	1,533	No
26	17.533	0,562	15.354	1,142	20.084	0,726	19.830	1,013	22.634	0,602	16.443	1,376	No
27	9.903	0,516	13.503	0,733	12.666	0,710	18.577	0,682	15.428	0,596	15.589	0,990	Sì
28	639	0,582	2.755	0,232	1.110	0,582	2.755	0,403	1.581	0,582	2.755	0,574	Sì
29	4.950	0,489	5.023	0,986	5.970	0,582	5.971	1,000	6.990	0,512	5.256	1,330	No
30	589	0,382	485	1,216	730	0,624	793	0,920	870	0,494	627	1,386	No
31	187	0,000	n / d	n / d	827	0,689	4.048	0,204	1.475	0,618	3.630	0,406	No
32	7.415	0,410	34.452	0,215	16.058	0,730	61.288	0,262	24.701	0,642	53.892	0,458	Sì
33	5.973	0,486	13.285	0,450	8.321	0,705	19.253	0,432	10.668	0,598	16.330	0,653	Sì
34	2.438	0,415	10.843	0,225	5.131	0,728	19.044	0,269	7.823	0,640	16.726	0,468	Sì

Parete : 2

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
36	340	75	4,533	0,023	0,023	0,023	Sì
37	390	40	9,750	0,151	0,049	0,080	Sì
38	450	75	6,000	0,097	0,044	0,081	Sì
39	450	75	6,000	0,104	0,046	0,084	Sì
40	390	40	9,750	0,146	0,067	0,126	Sì
41	390	40	9,750	0,117	0,053	0,098	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
36	0	0,902	254.811	n / d	0	0,902	254.811	n / d	28.466	0,902	254.811	0,112	No
37	9.322	0,485	44.699	0,209	19.982	0,719	66.304	0,301	30.642	0,625	57.663	0,531	Sì
38	23.012	0,664	21.020	1,095	26.727	0,812	25.723	1,039	30.443	0,698	22.115	1,377	No
39	46.194	0,649	47.079	0,981	54.703	0,804	58.303	0,938	63.213	0,688	49.871	1,268	No
40	14.003	0,496	8.370	1,673	15.797	0,663	11.203	1,410	17.591	0,533	9.010	1,952	No
41	21.535	0,551	21.309	1,011	25.644	0,707	27.321	0,939	29.752	0,587	22.701	1,311	No

Parete : 3

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
48	340	75	4,533	0,023	0,023	0,023	Sì
49	340	75	4,533	0,033	0,023	0,029	Sì
50	450	35	12,857	0,094	0,064	0,086	Sì
51	450	35	12,857	0,115	0,064	0,111	Sì
52	450	35	12,857	0,099	0,064	0,093	Sì
53	390	26	15,000	0,113	0,075	0,100	Sì
54	390	26	15,000	0,112	0,075	0,108	Sì
55	390	26	15,000	0,107	0,075	0,099	Sì
56	390	26	15,000	0,229	0,083	0,139	Sì
57	390	26	15,000	0,189	0,079	0,141	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
48	0	0,902	288.668	n / d	0	0,902	288.668	n / d	26.557	0,902	288.668	0,092	No

49	5.247	0,869	17.578	0,298	6.925	0,902	18.245	0,380	8.603	0,882	17.838	0,482	Sì
50	11.069	0,515	9.363	1,182	13.089	0,588	10.676	1,226	15.108	0,531	9.640	1,567	No
51	92.822	0,475	30.567	3,037	97.114	0,588	37.821	2,568	101.406	0,483	31.097	3,261	No
52	15.198	0,505	7.623	1,994	16.878	0,588	8.876	1,902	18.557	0,517	7.808	2,377	No
53	5.118	0,422	5.698	0,898	6.437	0,501	6.762	0,952	7.755	0,447	6.037	1,285	No
54	52.289	0,426	20.346	2,570	55.477	0,501	23.953	2,316	58.665	0,433	20.712	2,832	No
55	6.354	0,435	4.884	1,301	7.451	0,501	5.621	1,325	8.547	0,451	5.059	1,690	No
56	1.136	0,208	1.683	0,675	1.925	0,481	3.890	0,495	2.715	0,372	3.011	0,902	Sì
57	19.908	0,279	20.670	0,963	27.148	0,490	36.293	0,748	34.388	0,369	27.327	1,258	No

Parete : 4

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
70	340	70	4,857	0,025	0,024	0,025	Sì
71	340	50	6,800	0,034	0,034	0,034	Sì
72	340	50	6,800	0,036	0,034	0,036	Sì
73	450	65	6,923	0,035	0,035	0,035	Sì
74	450	65	6,923	0,083	0,038	0,071	Sì
75	450	65	6,923	0,084	0,039	0,072	Sì
76	450	65	6,923	0,075	0,035	0,066	Sì
77	450	35	12,857	0,140	0,066	0,124	Sì
78	450	35	12,857	0,113	0,064	0,107	Sì
79	450	35	12,857	0,092	0,064	0,086	Sì
80	390	30	13,000	0,065	0,065	0,065	Sì
81	390	30	13,000	0,065	0,065	0,065	Sì
82	390	42	9,286	0,116	0,055	0,104	Sì
83	390	42	9,286	0,094	0,046	0,080	Sì
84	390	26	15,000	0,153	0,075	0,130	Sì
85	390	26	15,000	0,110	0,075	0,105	Sì
86	390	26	15,000	0,101	0,075	0,094	Sì
87	390	30	13,000	0,287	0,071	0,110	Sì
88	390	30	13,000	0,191	0,076	0,132	Sì
89	390	26	15,000	0,123	0,075	0,098	Sì
90	390	26	15,000	0,090	0,075	0,085	Sì
91	390	26	15,000	0,093	0,075	0,084	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
70	46.256	0,892	156.490	0,296	63.942	0,895	157.095	0,407	81.628	0,893	156.752	0,521	Sì
71	0	0,826	21.632	n / d	0	0,826	21.632	n / d	2.173	0,826	21.632	0,100	No
72	47.254	0,820	55.714	0,848	52.894	0,826	56.127	0,942	58.534	0,821	55.793	1,049	No
73	2.835	0,821	4.694	0,604	3.472	0,821	4.694	0,740	4.108	0,821	4.694	0,875	Sì
74	37.209	0,673	36.973	1,006	43.323	0,811	44.535	0,973	49.438	0,710	38.985	1,268	No
75	18.597	0,671	16.212	1,147	21.370	0,809	19.548	1,093	24.143	0,705	17.039	1,417	No
76	4.405	0,698	3.781	1,165	5.027	0,820	4.444	1,131	5.649	0,725	3.928	1,438	No
77	7.150	0,427	3.550	2,014	8.109	0,584	4.861	1,668	9.068	0,457	3.807	2,382	No
78	68.922	0,479	30.889	2,231	73.893	0,588	37.907	1,949	78.863	0,491	31.649	2,492	No
79	8.092	0,520	5.312	1,523	9.228	0,588	6.005	1,537	10.364	0,531	5.429	1,909	No
80	2.659	0,582	1.535	1,732	2.917	0,582	1.535	1,901	3.175	0,582	1.535	2,069	No
81	23.006	0,582	14.745	1,560	25.490	0,582	14.745	1,729	27.974	0,582	14.745	1,897	No
82	1.818	0,562	1.083	1,679	2.009	0,711	1.370	1,466	2.200	0,585	1.127	1,951	No

83	9.695	0,604	12.503	0,775	11.751	0,736	15.220	0,772	13.806	0,635	13.146	1,050	No
84	5.281	0,345	4.006	1,318	6.422	0,501	5.811	1,105	7.563	0,391	4.533	1,668	No
85	45.110	0,428	22.830	1,976	48.746	0,501	26.722	1,824	52.381	0,437	23.334	2,245	No
86	3.709	0,446	3.385	1,096	4.451	0,501	3.803	1,170	5.193	0,460	3.493	1,486	No
87	673	0,000	n / d	n / d	1.964	0,567	7.929	0,248	3.334	0,481	6.732	0,495	No
88	3.157	0,325	4.543	0,695	4.528	0,551	7.706	0,588	5.898	0,438	6.124	0,963	Si
89	1.599	0,405	3.551	0,450	2.472	0,501	4.397	0,562	3.344	0,452	3.969	0,842	Si
90	6.915	0,466	11.652	0,593	8.674	0,501	12.520	0,693	10.433	0,476	11.903	0,877	Si
91	12.858	0,461	29.339	0,438	19.070	0,501	31.861	0,599	25.283	0,478	30.422	0,831	Si

Parete : 5

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
93	450	30	15,000	0,075	0,075	0,075	Si
94	340	36	9,444	0,047	0,047	0,047	Si
95	340	36	9,444	0,047	0,047	0,047	Si

Superiore				Centrale				Inferiore					
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Verificato
93	30.199	0,500	32.680	0,924	38.909	0,501	32.716	1,189	47.618	0,501	32.693	1,457	No
94	18.776	0,730	29.294	0,641	20.148	0,730	29.294	0,688	21.519	0,730	29.294	0,735	Sì
95	44.968	0,730	70.783	0,635	48.284	0,730	70.783	0,682	51.599	0,730	70.783	0,729	Sì

Parete : 6

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
97	450	55	8,182	0,062	0,041	0,056	Si
98	390	55	7,091	0,049	0,035	0,044	Si
99	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Si
100	340	70	4,857	0,024	0,024	0,024	Si
101	340	70	4,857	0,024	0,024	0,024	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Verificato
97	84.204	0,712	85.286	0,987	100.172	0,775	92.840	1,079	116.139	0,730	87.363	1,329	No
98	44.943	0,775	92.722	0,485	58.782	0,815	97.590	0,602	72.621	0,790	94.577	0,768	Sì
99	6.104	0,758	74.242	0,082	17.426	0,758	74.242	0,235	28.749	0,758	74.242	0,387	Sì
100	23.578	0,895	32.066	0,735	26.551	0,895	32.066	0,828	29.523	0,895	32.066	0,921	Sì
101	60.896	0,895	71.684	0,850	67.543	0,895	71.684	0,942	74.190	0,895	71.684	1,035	No

Parete : 7

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
102	340	75	4,533	0,023	0,023	0,023	Si

Superiore				Centrale				Inferiore					
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Verificato
102	641	0,902	43.730	0,015	3.806	0,902	43.730	0,087	8.691	0,902	43.730	0,199	Sì

Parete : 8

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
103	340	75	4,533	0,040	0,023	0,031	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
103	18.903	0,847	84.107	0,225	28.908	0,902	89.572	0,323	38.914	0,875	86.917	0,448	Sì

Parete : 9

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
125	340	70	4,857	0,120	0,056	0,105	Sì
126	340	70	4,857	0,110	0,054	0,107	Sì
127	340	70	4,857	0,112	0,055	0,107	Sì
128	340	70	4,857	0,025	0,024	0,025	Sì
129	450	50	9,000	0,193	0,085	0,154	Sì
130	450	50	9,000	0,185	0,086	0,162	Sì
131	450	50	9,000	0,153	0,073	0,139	Sì
132	450	50	9,000	0,178	0,085	0,163	Sì
133	450	50	9,000	0,209	0,096	0,179	Sì
134	450	50	9,000	0,072	0,045	0,063	Sì
135	450	50	9,000	0,063	0,045	0,059	Sì
136	390	50	7,800	0,086	0,039	0,069	Sì
137	390	50	7,800	0,095	0,043	0,080	Sì
138	390	50	7,800	0,039	0,039	0,039	Sì
139	390	50	7,800	0,116	0,053	0,098	Sì
140	390	50	7,800	0,096	0,043	0,078	Sì
141	390	50	7,800	0,085	0,039	0,069	Sì
142	390	50	7,800	0,039	0,039	0,039	Sì
143	390	50	7,800	0,039	0,039	0,039	Sì
144	390	50	7,800	0,039	0,039	0,039	Sì
145	390	50	7,800	0,145	0,050	0,082	Sì
146	390	50	7,800	0,201	0,069	0,111	Sì
147	390	50	7,800	0,202	0,059	0,091	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
125	29.321	0,640	30.030	0,976	32.103	0,796	37.363	0,859	34.885	0,669	31.409	1,111	No
126	89.349	0,659	60.781	1,470	91.193	0,802	73.893	1,234	93.037	0,666	61.382	1,516	No
127	76.595	0,656	65.408	1,171	78.813	0,800	79.791	0,988	81.031	0,665	66.328	1,222	No
128	9.552	0,892	10.404	0,918	10.270	0,895	10.443	0,983	10.987	0,892	10.409	1,056	No
129	21.725	0,414	13.747	1,580	25.609	0,626	20.802	1,231	29.494	0,494	16.410	1,797	No
130	53.193	0,431	23.897	2,226	58.367	0,624	34.596	1,687	63.541	0,479	26.518	2,396	No
131	13.117	0,497	5.178	2,533	14.058	0,662	6.898	2,038	15.000	0,523	5.448	2,753	No
132	12.053	0,445	3.806	3,167	12.825	0,626	5.355	2,395	13.598	0,477	4.074	3,338	No
133	534	0,380	198	2,696	595	0,605	315	1,887	656	0,445	232	2,832	No
134	24.964	0,664	33.968	0,735	30.943	0,746	38.152	0,811	36.922	0,691	35.323	1,045	No
135	21.629	0,692	19.811	1,092	24.978	0,746	21.361	1,169	28.326	0,705	20.178	1,404	No

136	12.223	0,648	22.207	0,550	15.844	0,789	27.051	0,586	19.466	0,698	23.934	0,813	Sì
137	28.609	0,632	35.702	0,801	33.881	0,777	43.879	0,772	39.152	0,665	37.562	1,042	No
138	7.181	0,789	11.511	0,624	8.521	0,789	11.511	0,740	9.861	0,789	11.511	0,857	Sì
139	7.516	0,591	7.516	1,000	8.684	0,747	9.498	0,914	9.851	0,626	7.962	1,237	No
140	20.732	0,630	32.526	0,637	25.556	0,778	40.207	0,636	30.380	0,670	34.639	0,877	Sì
141	11.235	0,650	18.617	0,604	14.262	0,789	22.605	0,631	17.289	0,697	19.970	0,866	Sì
142	2.016	0,789	27.051	0,075	5.545	0,789	27.051	0,205	9.074	0,789	27.051	0,335	Sì
143	6.300	0,789	44.565	0,141	11.153	0,789	44.565	0,250	16.006	0,789	44.565	0,359	Sì
144	2.110	0,789	10.689	0,197	3.274	0,789	10.689	0,306	4.438	0,789	10.689	0,415	Sì
145	1.377	0,536	6.256	0,220	2.380	0,755	8.818	0,270	3.383	0,658	7.679	0,441	Sì
146	7.148	0,424	21.913	0,326	11.589	0,697	35.995	0,322	16.030	0,601	31.037	0,516	Sì
147	2.763	0,422	12.097	0,228	5.712	0,729	20.874	0,274	8.662	0,640	18.316	0,473	Sì

Parete : 10

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
152	450	26	17,308	0,130	0,087	0,119	Sì
153	390	26	15,000	0,115	0,075	0,111	Sì
154	390	26	15,000	0,135	0,075	0,125	Sì
155	390	26	15,000	0,148	0,075	0,122	Sì
156	390	26	15,000	0,143	0,075	0,129	Sì
157	390	26	15,000	0,139	0,075	0,110	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
152	86.618	0,343	92.001	0,941	101.343	0,419	112.307	0,902	116.068	0,362	97.153	1,195	No
153	29.100	0,420	15.931	1,827	30.466	0,501	18.996	1,604	31.831	0,427	16.178	1,968	No
154	17.715	0,381	19.083	0,928	19.521	0,501	25.112	0,777	21.326	0,400	20.061	1,063	No
155	2.589	0,357	7.980	0,325	3.300	0,501	11.213	0,294	4.010	0,406	9.085	0,441	Sì
156	11.850	0,366	26.902	0,440	13.330	0,501	36.796	0,362	14.809	0,392	28.806	0,514	Sì
157	4.407	0,372	18.659	0,236	6.213	0,501	25.112	0,247	8.018	0,428	21.452	0,374	Sì

Parete : 11

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
167	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Sì
168	450	55	8,182	0,074	0,041	0,065	Sì
169	450	55	8,182	0,073	0,041	0,068	Sì
170	450	55	8,182	0,077	0,041	0,067	Sì
171	390	50	7,800	0,103	0,047	0,088	Sì
172	390	50	7,800	0,099	0,046	0,086	Sì
173	390	50	7,800	0,092	0,043	0,081	Sì
174	390	50	7,800	0,109	0,048	0,086	Sì
175	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Sì
176	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Sì
177	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Sì
178	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	

167	71	0,758	59.215	0,001	71	0,758	59.215	0,001	9.103	0,758	59.215	0,154	Sì
168	17.015	0,675	19.392	0,877	20.374	0,775	22.294	0,914	23.734	0,703	20.213	1,174	No
169	33.629	0,677	21.266	1,581	36.560	0,775	24.347	1,502	39.492	0,692	21.724	1,818	No
170	60.350	0,667	60.679	0,995	70.985	0,775	70.561	1,006	81.621	0,695	63.254	1,290	No
171	17.778	0,617	16.122	1,103	20.538	0,765	19.986	1,028	23.299	0,646	16.879	1,380	No
172	20.206	0,624	17.822	1,134	22.871	0,768	21.929	1,043	25.536	0,648	18.505	1,380	No
173	18.978	0,637	18.302	1,037	21.663	0,777	22.352	0,969	24.347	0,662	19.040	1,279	No
174	11.892	0,605	16.883	0,704	14.842	0,763	21.312	0,696	17.792	0,649	18.129	0,981	Sì
175	10.417	0,758	17.828	0,584	12.838	0,758	17.828	0,720	15.259	0,758	17.828	0,856	Sì
176	8.748	0,758	19.470	0,449	10.576	0,758	19.470	0,543	12.403	0,758	19.470	0,637	Sì
177	4.752	0,758	19.612	0,242	6.593	0,758	19.612	0,336	8.433	0,758	19.612	0,430	Sì
178	1.854	0,758	19.049	0,097	4.441	0,758	19.049	0,233	7.028	0,758	19.049	0,369	Sì

Parete : 12

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
185	450	55	8,182	0,051	0,041	0,047	Sì
186	390	24	16,250	0,108	0,081	0,103	Sì
187	450	20	22,500	0,193	0,113	0,182	Sì
188	450	45	10,000	0,130	0,060	0,112	Sì
189	450	45	10,000	0,111	0,051	0,094	Sì
190	390	45	8,667	0,073	0,043	0,066	Sì
191	390	45	8,667	0,240	0,095	0,159	Sì
192	390	45	8,667	0,239	0,075	0,117	Sì

Superiore				Centrale				Inferiore					
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Verificato
185	63.608	0,745	113.203	0,562	83.877	0,775	117.842	0,712	104.145	0,757	115.009	0,906	Sì
186	14.941	0,404	15.968	0,936	16.823	0,455	17.983	0,935	18.704	0,414	16.364	1,143	No
187	3.759	0,000	n / d	n / d	4.041	0,000	n / d	n / d	4.322	0,000	n / d	n / d	No
188	18.962	0,520	14.792	1,282	21.700	0,680	19.331	1,123	24.438	0,555	15.770	1,550	No
189	8.006	0,557	8.770	0,913	9.523	0,708	11.149	0,854	11.041	0,589	9.276	1,190	No
190	5.462	0,669	5.277	1,035	6.294	0,758	5.975	1,054	7.127	0,690	5.440	1,310	No
191	8.152	0,324	9.772	0,834	10.971	0,615	18.566	0,591	13.789	0,491	14.811	0,931	Sì
192	2.155	0,326	5.435	0,396	3.918	0,661	11.023	0,355	5.681	0,571	9.529	0,596	Sì

Parete : 13

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
193	450	45	10,000	0,080	0,050	0,066	Sì
194	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Verificato
193	19.829	0,620	41.817	0,474	28.822	0,710	47.874	0,602	37.816	0,663	44.698	0,846	Sì
194	1.954	0,758	51.107	0,038	9.334	0,758	51.107	0,183	17.128	0,758	51.107	0,335	Sì

Parete : 14

Maschio	ho	t	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
---------	----	---	------	----------------	---------------	----------------	------------

o	[cm]	[cm]					
198	450	50	9,000	0,178	0,073	0,126	Sì
199	390	40	9,750	0,216	0,094	0,168	Sì
200	390	40	9,750	0,233	0,094	0,162	Sì
201	390	30	13,000	0,183	0,067	0,115	Sì
202	390	30	13,000	0,108	0,065	0,098	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
198	89.953	0,447	96.746	0,930	118.824	0,662	143.337	0,829	147.695	0,549	118.739	1,244	No
199	13.758	0,349	10.989	1,252	16.538	0,594	18.742	0,882	19.319	0,452	14.254	1,355	No
200	34.244	0,313	38.280	0,895	45.043	0,594	72.714	0,619	55.842	0,464	56.885	0,982	Sì
201	2.843	0,339	7.812	0,364	4.822	0,575	13.240	0,364	6.801	0,472	10.869	0,626	Sì
202	13.721	0,485	11.202	1,225	15.707	0,582	13.438	1,169	17.692	0,503	11.629	1,521	No

Parete : 15

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
204	450	38	11,842	0,059	0,059	0,059	Sì
205	390	38	10,263	0,051	0,051	0,051	Sì
206	390	35	11,143	0,056	0,056	0,056	Sì
207	390	40	9,750	0,049	0,049	0,049	Sì
208	450	55	8,182	0,084	0,041	0,073	Sì
209	450	55	8,182	0,120	0,053	0,096	Sì
210	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Sì
211	390	45	8,667	0,043	0,043	0,043	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
204	30.028	0,630	35.811	0,839	37.607	0,630	35.811	1,050	45.187	0,630	35.811	1,262	No
205	15.840	0,698	39.686	0,399	22.409	0,698	39.686	0,565	28.978	0,698	39.686	0,730	Sì
206	1.942	0,660	34.549	0,056	6.908	0,660	34.549	0,200	12.958	0,660	34.549	0,375	Sì
207	4.755	0,719	32.262	0,147	9.941	0,719	32.262	0,308	15.127	0,719	32.262	0,469	Sì
208	23.501	0,644	24.386	0,964	27.847	0,775	29.357	0,949	32.193	0,679	25.692	1,253	No
209	502	0,576	535	0,937	609	0,739	686	0,888	717	0,622	578	1,242	No
210	16.137	0,758	23.476	0,687	19.326	0,758	23.476	0,823	22.516	0,758	23.476	0,959	Sì
211	578	0,758	576	1,003	657	0,758	576	1,140	736	0,758	576	1,278	No

(*) Elementi di copertura

La verifica statica NON è soddisfatta.

11.5. Risultati delle verifiche sismiche

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire due differenti verifiche:

Stato limite Collasso (SLC):

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

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

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

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

$$q^* < 4,0$$

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

Stato limite Vita (SLV):

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

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

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

$$q^* < 3,0$$

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

Stato limite di Danno (SLD):

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

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

D_u^{SLD} : Spostamento minore tra:

- 1) quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC
- 2) quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parte ritenuta significativa ai

fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 0,7500 del taglio di base massimo)

Stato limite di Operatività (SLO):

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

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

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

Nel caso in esame è stato deciso di non eseguire il controllo di meccanismo di piano pertanto i (2) sono stati omessi dalla valutazione degli spostamenti di capacità.

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

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Uniforme	0,0	4	68
2	+X	Forze statiche	0,0	4	68
3	-X	Uniforme	0,0	4	68
4	-X	Forze statiche	0,0	4	68
5	+Y	Uniforme	0,0	4	68
6	+Y	Forze statiche	0,0	4	68
7	-Y	Uniforme	0,0	4	68
8	-Y	Forze statiche	0,0	4	68
9	+X	Uniforme	76,9	4	68
10	+X	Uniforme	-76,9	4	68
11	+X	Forze statiche	76,9	4	68
12	+X	Forze statiche	-76,9	4	68
13	-X	Uniforme	76,9	4	68
14	-X	Uniforme	-76,9	4	68
15	-X	Forze statiche	76,9	4	68
16	-X	Forze statiche	-76,9	4	68
17	+Y	Uniforme	105,4	4	68
18	+Y	Uniforme	-105,4	4	68
19	+Y	Forze statiche	105,4	4	68
20	+Y	Forze statiche	-105,4	4	68
21	-Y	Uniforme	105,4	4	68
22	-Y	Uniforme	-105,4	4	68

23	-Y	Forze statiche	105,4	4	68
24	-Y	Forze statiche	-105,4	4	68

I dettagli di verifica per le singole analisi sono riportati nel listato di output di seguito riportato:

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0,0	1,16	3,45	0,59	Sì	0,90	2,59	0,59	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	1,39	4,41	0,67	Sì	1,08	3,31	0,67	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	1,06	3,43	0,56	Sì	0,83	2,57	0,56	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	1,23	3,99	0,66	Sì	0,96	2,99	0,66	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	3,27	3,97	1,44	Sì	2,54	2,98	1,44	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	3,78	3,18	1,57	No	2,94	2,38	1,57	No
7	-Y	Uniforme	0,0	3,19	3,95	1,43	Sì	2,47	2,96	1,43	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	3,65	4,92	1,53	Sì	2,83	3,69	1,53	Sì
9	+X	Uniforme	76,9	1,15	3,13	0,68	Sì	0,89	2,35	0,68	Sì
10	+X	Uniforme	-76,9	1,18	4,33	0,51	Sì	0,92	3,25	0,51	Sì
11	+X	Forze statiche	76,9	1,38	4,09	0,76	Sì	1,07	3,07	0,76	Sì
12	+X	Forze statiche	-76,9	1,40	5,94	0,59	Sì	1,09	4,45	0,59	Sì
13	-X	Uniforme	76,9	1,05	2,63	0,62	Sì	0,82	1,97	0,62	Sì
14	-X	Uniforme	-76,9	1,05	4,47	0,55	Sì	0,81	3,35	0,55	Sì
15	-X	Forze statiche	76,9	1,26	3,11	0,66	Sì	0,98	2,33	0,66	Sì
16	-X	Forze statiche	-76,9	1,20	4,15	0,67	Sì	0,93	3,11	0,67	Sì
17	+Y	Uniforme	105,4	3,17	3,73	1,44	Sì	2,46	2,80	1,44	Sì
18	+Y	Uniforme	-105,4	3,35	3,81	1,48	Sì	2,60	2,86	1,48	Sì
19	+Y	Forze statiche	105,4	3,68	3,41	1,57	No	2,86	2,56	1,57	No
20	+Y	Forze statiche	-105,4	3,93	3,10	1,59	No	3,05	2,32	1,59	No
21	-Y	Uniforme	105,4	3,11	3,87	1,49	Sì	2,41	2,90	1,49	Sì
22	-Y	Uniforme	-105,4	3,25	3,79	1,46	Sì	2,52	2,84	1,46	Sì
23	-Y	Forze statiche	105,4	3,54	4,59	1,60	Sì	2,74	3,45	1,60	Sì
24	-Y	Forze statiche	-105,4	3,76	4,76	1,53	Sì	2,91	3,57	1,53	Sì

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	SLD ver.	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	SLO ver.
1	+X	Uniforme	0,0	0,31	1,52	Sì	0,23	1,01	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	0,37	1,62	Sì	0,27	1,08	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	0,28	1,47	Sì	0,21	0,98	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	0,33	1,44	Sì	0,24	0,96	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,86	1,76	Sì	0,64	1,18	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	1,00	1,87	Sì	0,74	1,24	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	0,84	1,72	Sì	0,62	1,15	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,96	1,85	Sì	0,71	1,23	Sì
9	+X	Uniforme	76,9	0,30	1,31	Sì	0,23	0,87	Sì

10	+X	Uniforme	-76,9	0,31	1,79	Sì	0,23	1,19	Sì
11	+X	Forze statiche	76,9	0,36	1,41	Sì	0,27	0,94	Sì
12	+X	Forze statiche	-76,9	0,37	1,84	Sì	0,27	1,23	Sì
13	-X	Uniforme	76,9	0,28	1,33	Sì	0,21	0,89	Sì
14	-X	Uniforme	-76,9	0,28	1,47	Sì	0,21	0,98	Sì
15	-X	Forze statiche	76,9	0,33	1,48	Sì	0,25	0,99	Sì
16	-X	Forze statiche	-76,9	0,32	1,40	Sì	0,24	0,93	Sì
17	+Y	Uniforme	105,4	0,83	1,70	Sì	0,62	1,14	Sì
18	+Y	Uniforme	-105,4	0,88	1,75	Sì	0,65	1,17	Sì
19	+Y	Forze statiche	105,4	0,97	1,82	Sì	0,72	1,21	Sì
20	+Y	Forze statiche	-105,4	1,03	1,92	Sì	0,77	1,28	Sì
21	-Y	Uniforme	105,4	0,82	1,62	Sì	0,61	1,08	Sì
22	-Y	Uniforme	-105,4	0,86	1,72	Sì	0,64	1,15	Sì
23	-Y	Forze statiche	105,4	0,93	1,72	Sì	0,69	1,15	Sì
24	-Y	Forze statiche	-105,4	0,99	1,90	Sì	0,73	1,27	Sì

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	2,974	2,876	4,970	4,464
2	+X	Forze statiche	0,0	3,167	3,062	4,428	3,977
3	-X	Uniforme	0,0	3,225	3,118	5,243	4,709
4	-X	Forze statiche	0,0	3,231	3,124	4,443	3,991
5	+Y	Uniforme	0,0	1,214	1,174	2,048	1,839
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,839	0,811	1,872	1,681
7	-Y	Uniforme	0,0	1,240	1,199	2,053	1,844
8	-Y	Forze statiche	0,0	1,348	1,304	1,922	1,726
9	+X	Uniforme	76,9	2,717	2,627	4,312	3,873
10	+X	Uniforme	-76,9	3,662	3,541	5,741	5,157
11	+X	Forze statiche	76,9	2,974	2,875	3,886	3,491
12	+X	Forze statiche	-76,9	4,238	4,097	4,999	4,490
13	-X	Uniforme	76,9	2,497	2,414	4,781	4,294
14	-X	Uniforme	-76,9	4,254	4,114	5,328	4,785
15	-X	Forze statiche	76,9	2,474	2,392	4,484	4,027
16	-X	Forze statiche	-76,9	3,446	3,332	4,405	3,956
17	+Y	Uniforme	105,4	1,178	1,139	2,041	1,833
18	+Y	Uniforme	-105,4	1,138	1,100	1,986	1,784
19	+Y	Forze statiche	105,4	0,927	0,897	1,879	1,687
20	+Y	Forze statiche	-105,4	0,788	0,762	1,856	1,667
21	-Y	Uniforme	105,4	1,244	1,202	1,983	1,781
22	-Y	Uniforme	-105,4	1,166	1,127	2,012	1,807
23	-Y	Forze statiche	105,4	1,299	1,256	1,844	1,656
24	-Y	Forze statiche	-105,4	1,266	1,225	1,926	1,730

Dalla tabella riassuntiva dei risultati sopra riportata si desume che le **verifiche risultano NON soddisfatte**; le analisi più significative sono la n°. 15 e la n°. 20 , rispettivamente per le direzioni X ed Y .

La scelta di tali analisi come analisi “significative” è fatta in base alla ricerca del minore valore del parametro di vulnerabilità sismica.

11.6. Vulnerabilità Sismica

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Si considera la verifica n.20 in direzione Y, ritenuta la più significativa.

TR _c						TR=cost			
TR C	TR D	α TR	PGA D	PGA C	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA	PGA C	α PGA

				[m/s ²]	(TR) [m/s ²]			(TR)	[m/s ²]	
SLC	751	1462	0,5137	1,0938	0,8594	2,50	0,29	0,7857	0,8623	0,7883
SLV	367	712	0,5154	0,8417	0,6563	2,52	0,28	0,7797	0,6416	0,7622
SLD	241	75	3,2133	0,3522	0,5592	2,52	0,27	1,5877	0,6536	1,8560
SLO	102	45	2,2667	0,2845	0,3944	2,54	0,25	1,3862	0,4743	1,6670

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

Dettaglio verifiche

SLC

Dmax 3,93 [cm] > Du 3,10 [cm]
q* 2,05 <= 4
La verifica NON è soddisfatta
Spostamento limite raggiunto

SLV

Dmax 3,05 [cm] > Du 2,32 [cm]
q* 1,59 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

SLD

Dmax 1,03 [cm] <= Du 1,92 [cm]
La verifica è soddisfatta
Raggiungimento del limite elastico della bilineare

SLO

Dmax 0,77 [cm] <= Du 1,28 [cm]
La verifica è soddisfatta

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	751	1462	0,5137	1,2417	1,5751	0,7883
SLV	367	712	0,5154	0,9238	1,2120	0,7622
SLD	241	75	3,2133	0,9412	0,5071	1,8560
SLO	102	45	2,2667	0,6829	0,4097	1,6670

Parametri di Analisi

T* [s]	0,691
m* [kg]	656329
w [daN]	1520717
M [kg]	1550139
m*/M [%]	42,34
Γ	1,4
F*y [daN]	74340
d*y [cm]	1,37
d*u [cm]	2,21

☐ Mostra PGA su roccia

[Dettagli ...](#)

Normativa Esci

Vulnerabilità Sismica										
	TR _C							TR=cost		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T* _C (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLC	751	1462	0,5137	1,5751	1,2375	2,50	0,29	0,7857	1,2417	0,7883
SLV	367	712	0,5154	1,2120	0,9451	2,52	0,28	0,7797	0,9238	0,7622
SLD	241	75	3,2133	0,5071	0,8052	2,52	0,27	1,5877	0,9412	1,8560
SLO	102	45	2,2667	0,4097	0,5679	2,54	0,25	1,3862	0,6829	1,6670

L'indice di vulnerabilità sismica alla SLV risulta pari ad $\alpha = 0.7622$

11.7. Analisi dei meccanismi locali

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

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

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

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

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili in grado di ruotare o scorrere tra loro.

- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo mediante l'impiego del principio dei lavori virtuali (Circolare617-C8.7.1.2.1.1).
- Individuare l'accelerazione sismica spettrale di attivazione a_z a partire dal moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 .

Stato limite di Vita (SLV)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

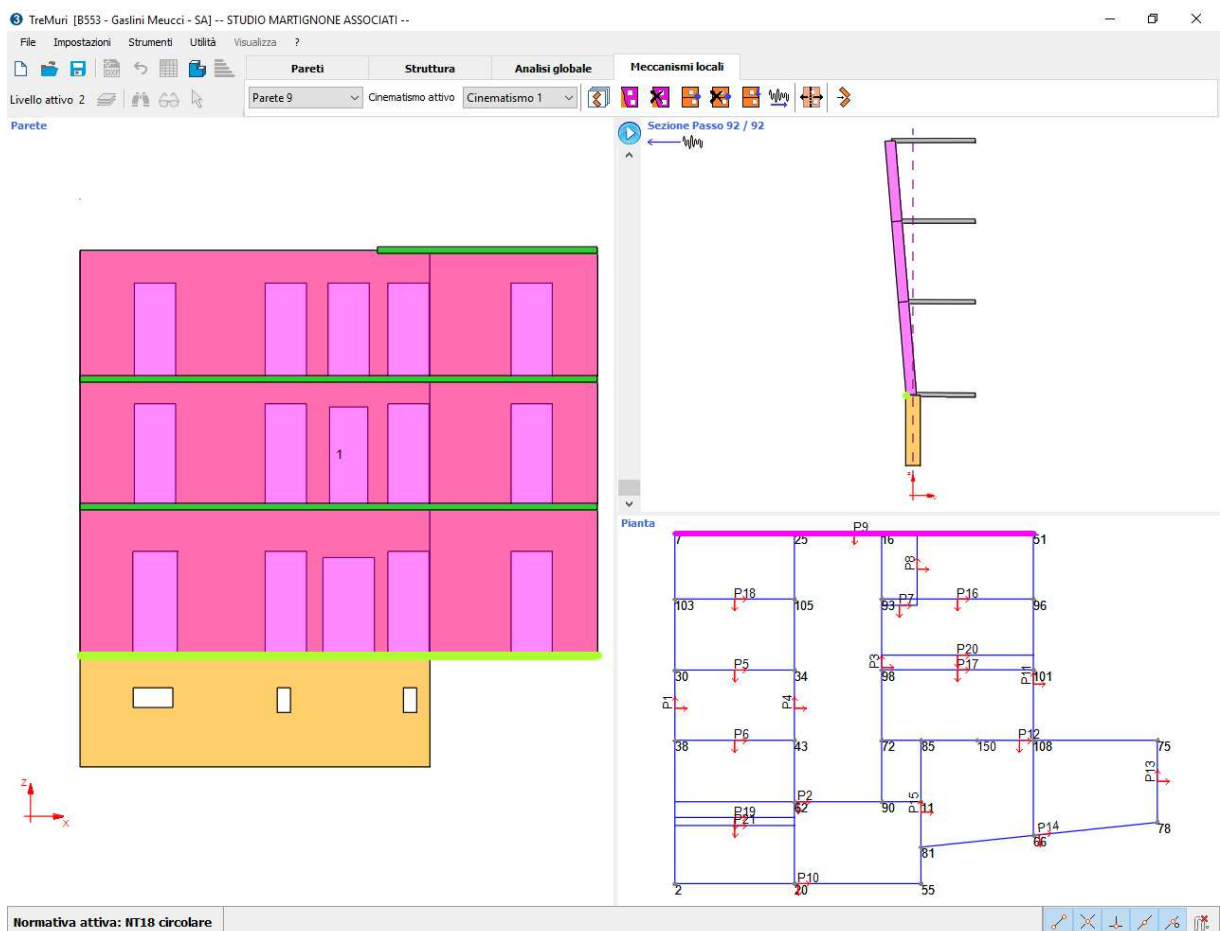
Cinematismo 1

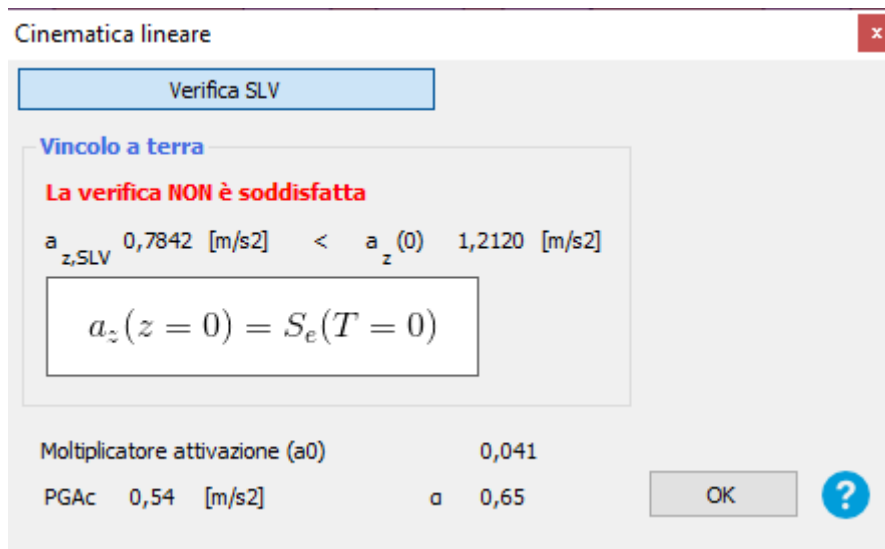
Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
1	775	0	974	-128.512	9

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	340	9	0

Carico Lineare	xi [cm]	xj [cm]	Y [cm]	Z [cm]	qz[daN]
1	0	1.565	0	790	540,00
2	0	1.565	0	1.180	540,00
3	900	1.565	0	1.570	690,00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,041
az,SLV [m/s ²]	0,7842
az(0) (SLV) [m/s ²]	1,2120
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,65
Verifica superata	NO





La verifica NON è soddisfatta.

L'indice di vulnerabilità sismica allo SLV risulta pari ad $\alpha = 0.65$

11.8. Risultati delle verifiche sui solai in cemento armato

PIANO TERZO – SOL. LATEROCEMENTO A NERVATURA INCROCIATA - (SOLAIO TIPO 9)

Il solaio è costituito da una soletta in laterocemento di altezza 16+5 cm, con travetti di spessore 8 cm a passo 85 cm; l'armatura inferiore in campata è da 1 ϕ 8 + 1 ϕ 10, di dimensioni 5.20 m x 5.70 m, la cui luce minore è diminuita a 3.50 m circa dalla presenza di due profili NP140 (che non essendo verificati saranno sostituiti con altro profilo). Di conseguenza, si verifica il solaio unidirezionale su luce di 3.50 m.

Risulta quindi, essendo $i = 0.85$ m

$$p_1 = 205 \times 0.85/100 = 1.74 \text{ daN/cm}$$

$$p_2 = 100 \times 0.85/100 = 0.85 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 0.85/100 = 2.55 \text{ daN/cm}$$

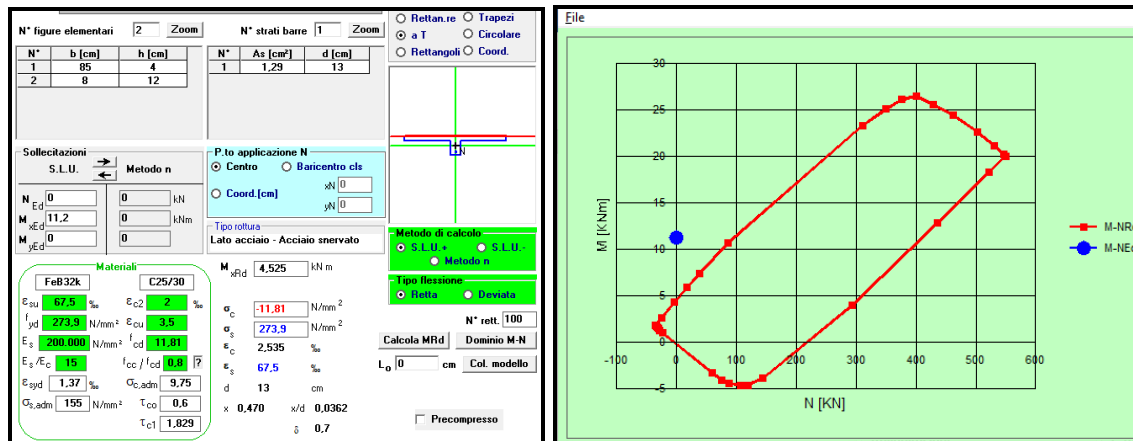
$$q_d = 1.3 \times 1.74 + 1.5 \times 2.55 + 1.5 \times 2.55 = 7.36 \text{ daNcm}$$

Considerando cautelativamente il solaio in semplice appoggio, le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 7.36 \times 350^2/8 = 112700 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 7.36 \times 350/2 = 1288 \text{ daN}$$

Di seguito si riportano le verifiche:

Verifica a flessioneVerifica NON soddisfattaVerifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	200	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	80	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	300	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				
	α _{cc}	0,85	[-]				
	f _{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f _{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ _s	1,15	[-]				
	f _{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A _{sl}	129	[mm ²]	n	1	φ	8
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	20	[mm]		1	φ	10
Altezza utile	d	180	[mm]				
Forza normale agente	N _{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ _l	0,0089	[-]				
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v _{min}	0,49	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	811	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	1288	[daN]				
	F_s = V_{Ed}/V_{Rd}	1,59	E' richiesta armatura a taglio	1			

Verifica NON soddisfatta

PIANO TERZO - SOLETTA LATEROCEMENTO - (SOLAIO TIPO 15)

Il solaio in questione è costituito da travetti 12x16 ad interasse 50 cm con cappa collaborante di sp.4 cm, armati con ferri longitudinali (1 ϕ 12+1 ϕ 14+1 ϕ 5). Per le verifiche si considera un interasse di 0.50 m e una luce di calcolo di 4.60 m.

Di seguito si riportano i carichi caratteristici agenti:

$$i = 0.50 \text{ m}$$

$$p1 = 260 \times 0.50/100 = 1.42 \text{ daN/cm}$$

$$p2 = 100 \times 0.50/100 = 0.50 \text{ daN/cm}$$

$$q = 300 \times 0.50/100 = 1.50 \text{ daN/cm}$$

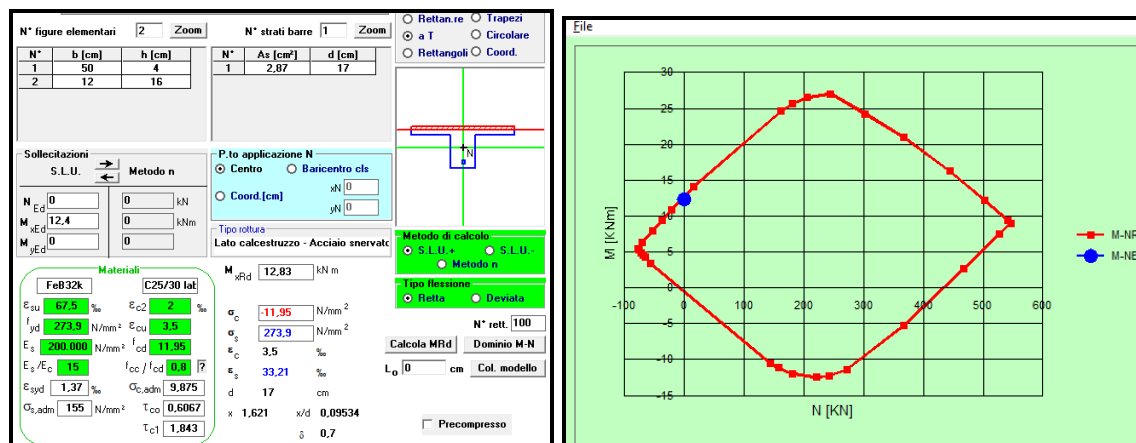
Le massime sollecitazioni allo SLU risultano:

$$M_{Ed} = 124000 \text{ daNcm}$$

$$V_{Ed} = 1081 \text{ daN}$$

La sezione è armata con (1 ϕ 12+1 ϕ 14+1 ϕ 5) inferiori, di seguito si riportano le verifiche :

Verifica a flessione



Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

Verifica della sezione senza armatura a taglio							
Altezza sezione	h	200	[mm]				
Larghezza minima sezione	b _w	120	[mm]				
Calcestruzzo	R _{ck}	305	[daN/cm ²]				
	f _{ck}	25	[N/mm ²]				
	γ _c	1,8	[-]				

	α_{cc}	0,85	[-]				
	f_{cd}	12	[N/mm ²]				
Acciaio	f_{yk}	3200	[daN/cm ²]				
	γ_s	1,15	[-]				
	f_{yd}	278	[N/mm ²]				
Armatura longitudinale in trazione	A_{sl}	287	[mm ²]	n	1	ϕ	12
Distanza bordo cls - asse armatura	d'	30	[mm]		1	ϕ	14
Altezza utile	d	170	[mm]		1	ϕ	5
Forza normale agente	N_{Ed}	0	[daN]				
Rapp. geometrico armatura long.	ρ_l	0,0141	[-]				
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]				
	k	2,0					
	v_{min}	0,50	[N/mm ²]				
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	1342	[daN]				
Taglio agente	V_{Ed}	1081	[daN]				
	$F_s = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,81	<	1			

Verifica soddisfatta**11.9. Risultati delle verifiche sui solai in legno****PIANO PRIMO – Travetti (8x20) cm / 50 cm**

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.50 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2		<u>Abete C24</u>	
	FC	1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-

Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
Dati materiale			
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	daN/cm ² = 240/FC
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm ²
Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	daN/cm ² = 25/FC
Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm ²
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm ²
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m ³
Dati geometrici			
Larghezza della sezione	b	8	cm
Altezza della sezione	h	20	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
Momento di inerzia	J	5333.333	cm ⁴
Modulo di resistenza	W	533.3333	cm ³
Luce della trave	L	312	cm
Carichi			
Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m ²
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m ²
Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-
Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{02}		-
Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-
Larghezza di influenza	i	0.5	m
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	27	daN/m
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	105	daN/m
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	150	daN/m
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m
Stato limite di esercizio			

Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	0.34	cm	<	1.04	cm	L/300
Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	1.04	cm	L/300

Verifica con Q_{k1} -carico Dominante

Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	0.63	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.50	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.30	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.93	cm	<	1.25	cm	L/250

Verifica con Q_{k2} -carico Dominante

Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k2}+\psi_{01}\cdot Q_{k1}$	u_{in}	0.53	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.50	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.30	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.83	cm	<	1.25	cm	L/250

Stato limite ultimoComb. I: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2$

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	23391	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	300	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	43.9	daN/cm ²	<	92	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	2.81	daN/cm ²	<	10	daN/cm ²	$f_{v,d}$

Comb. II: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}$

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	50769	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	651	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	95.2	daN/cm ²	<	123	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	6.10	daN/cm ²	<	13	daN/cm ²	$f_{v,d}$

Comb. III: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q2}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1}\cdot \psi_{01}\cdot Q_{k1}$

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	42556	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	546	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	79.8	daN/cm ²	<	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.11	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$

Comb. IV: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2}$

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	50769	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	651	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	95.2	daN/cm ²	<	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	6.10	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$

I travetti sono verificati.

PIANO SECONDO – Travetti (7x14) cm / 40 cm

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.40 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 210 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	<u>Abete C24</u>	
		1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff. di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
Dati materiale			
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	$\text{daN/cm}^2 = \frac{240}{FC}$
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.01	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	202.7788	daN/cm^2
Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	$\text{daN/cm}^2 = \frac{25}{FC}$
Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm^2
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm^2
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m^3
Dati geometrici			
Larghezza della sezione	b	7	cm
Altezza della sezione	h	14	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
Momento di inerzia	J	1600.667	cm^4
Modulo di resistenza	W	228.6667	cm^3
Luce della trave	L	80	cm
Carichi			
Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m^2
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m^2

Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m ²				
Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-				
Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-				
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m ²				
Coeff. comb. Carico	ψ_{02}		-				
Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-				
Larghezza di influenza	i	0.4	m				
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°				
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	20	daN/m				
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	84	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	120	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m				
Stato limite di esercizio							
Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	0.01	cm	<	0.27	cm	L/300
Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	0.27	cm	L/300
<u>Verifica con Q_{k1}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	0.01	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.01	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.00	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.01	cm	<	0.32	cm	L/250
<u>Verifica con Q_{k2}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k2}+\psi_{01}\cdot Q_{k1}$	u_{in}	0.01	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.01	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.00	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.01	cm	<	0.32	cm	L/250
Stato limite ultimo							
<u>Comb. I: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	1217	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	61	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	5.3	daN/cm ²	<	94	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	0.93	daN/cm ²	<	10	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. II: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	2657	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	133	daN				

Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	11.6	daN/cm ²	<	125	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	2.03	daN/cm ²	<	13	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<i>Comb. III: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1}$</i>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	2225	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	111	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	9.7	daN/cm ²	<	140	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	1.70	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<i>Comb. IV: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$</i>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	2657	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	133	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	11.6	daN/cm ²	<	140	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	2.03	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$

I travetti sono verificati.**PIANO SECONDO – Travetti (8x19) cm / 40 cm**

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.40 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

		<u>Abete C24</u>	
LC2	FC	1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
Dati materiale			
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	daN/cm ² = 240/FC
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm ²

Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	daN/cm ² = 25/FC
Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm ²
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm ²
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m ³

Dati geometrici

Larghezza della sezione	b	8	cm
Altezza della sezione	h	19	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
Momento di inerzia	J	4572.667	cm ⁴
Modulo di resistenza	W	481.3333	cm ³
Luce della trave	L	360	cm

Carichi

Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m ²
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m ²
Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-
Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{02}		-
Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-
Larghezza di influenza	i	0.4	m
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	22	daN/m
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	84	daN/m
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	120	daN/m
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m

Stato limite di esercizio

Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	0.54	cm	<	1.20	cm	L/300
Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	1.20	cm	L/300

Verifica con Q_{k1} -carico Dominante

Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	1.03	cm
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.81	cm
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.49	cm

Def. finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	1.51	cm	ATT	1.44	cm	L/250
----------------------------------	-----------	------	----	-----	------	----	-------

Verifica con Q_{k2} -carico Dominante

Def. istantanea comb. Rara:

$G_1 + G_2 + Q_{k2} + \psi_{01} \cdot Q_{k1}$	u_{in}	0.86	cm
---	----------	------	----

Def. ist. comb. quasi perm. :

$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.81	cm
---	-----------	------	----

Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$

	u_{dif}	0.49	cm
--	-----------	------	----

Def. finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	1.35	cm	<	1.44	cm	L/250
----------------------------------	-----------	------	----	---	------	----	-------

Stato limite ultimoComb. I: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2$

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	25126	daNcm
------------------------------	----------	-------	-------

Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	279	daN
-----------------------------	----------	-----	-----

Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	52.2	daN/cm ²	<	92	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
-----------------------------------	------------------	------	---------------------	---	----	---------------------	-------------

Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	2.76	daN/cm ²	<	10	daN/cm ²	$f_{v,d}$
---------------------------------	----------	------	---------------------	---	----	---------------------	-----------

Comb. II: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	54286	daNcm
------------------------------	----------	-------	-------

Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	603	daN
-----------------------------	----------	-----	-----

Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	112.8	daN/cm ²	<	123	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
-----------------------------------	------------------	-------	---------------------	---	-----	---------------------	-------------

Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.95	daN/cm ²	<	13	daN/cm ²	$f_{v,d}$
---------------------------------	----------	------	---------------------	---	----	---------------------	-----------

Comb. III: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1}$

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	45538	daNcm
------------------------------	----------	-------	-------

Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	506	daN
-----------------------------	----------	-----	-----

Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	94.6	daN/cm ²	<	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
-----------------------------------	------------------	------	---------------------	---	-----	---------------------	-------------

Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	4.99	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$
---------------------------------	----------	------	---------------------	---	----	---------------------	-----------

Comb. IV: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	54286	daNcm
------------------------------	----------	-------	-------

Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	603	daN
-----------------------------	----------	-----	-----

Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	112.8	daN/cm ²	<	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
-----------------------------------	------------------	-------	---------------------	---	-----	---------------------	-------------

Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.95	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$
---------------------------------	----------	------	---------------------	---	----	---------------------	-----------

I travetti NON sono verificati.PIANO SECONDO – Travetti (8x20) cm / 50 cm - 1

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.50 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²S.P. = 210 daN/m²S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

		<u>Abete C24</u>	
LC2	FC	1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
Dati materiale			
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	daN/cm ² = 240/FC
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm ²
Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	daN/cm ² = 25/FC
Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm ²
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm ²
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m ³
Dati geometrici			
Larghezza della sezione	b	8	cm
Altezza della sezione	h	20	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
Momento di inerzia	J	5333.333	cm ⁴
Modulo di resistenza	W	533.3333	cm ³
Luce della trave	L	510	cm
Carichi			
Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m ²
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m ²
Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-
Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{02}		-
Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-
Larghezza di influenza	i	0.5	m
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°

Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	27	daN/m					
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	105	daN/m					
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	150	daN/m					
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m					
Stato limite di esercizio								
Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	2.31	cm	ATT	1.70	cm	L/300	
Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	1.70	cm	L/300	
<u>Verifica con Q_{k1}-carico Dominante</u>								
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	4.33	cm					
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	3.41	cm					
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	2.04	cm					
Def. finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	6.37	cm	ATT	2.04	cm	L/250	
<u>Verifica con Q_{k2}-carico Dominante</u>								
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k2}+\psi_{01}\cdot Q_{k1}$	u_{in}	3.64	cm					
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	3.41	cm					
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	2.04	cm					
Def. finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	5.68	cm	ATT	2.04	cm	L/250	
Stato limite ultimo								
<u>Comb. I: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2$</u>								
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	62501	daNcm					
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	490	daN					
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	117.2	daN/cm ²	ATT	92	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	4.60	daN/cm ²	<	10	daN/cm ²	$f_{v,d}$	
<u>Comb. II: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}$</u>								
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	135654	daNcm					
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	1064	daN					
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	254.4	daN/cm ²	ATT	123	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	9.97	daN/cm ²	<	13	daN/cm ²	$f_{v,d}$	
<u>Comb. III: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q2}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1}\cdot \psi_{01}\cdot Q_{k1}$</u>								
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	113708	daNcm					
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	892	daN					
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	213.2	daN/cm ²	ATT	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	8.36	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$	
<u>Comb. IV: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2}$</u>								
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	135654	daNcm					

Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	1064	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	254.4	daN/cm ²	ATT	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	9.97	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$

I travetti **NON** sono verificati.

PIANO SECONDO – Travetti (8x20) cm / 50 cm - 2

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.50 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

		<u>Abete C24</u>	
LC2	FC	1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
Dati materiale			
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	daN/cm ² = 240/FC
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm ²
Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	daN/cm ² = 25/FC
Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm ²
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm ²
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m ³
Dati geometrici			
Larghezza della sezione	b	8	cm
Altezza della sezione	h	20	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	

Momento di inerzia	J	5333.333	cm ⁴				
Modulo di resistenza	W	533.3333	cm ³				
Luce della trave	L	280	cm				
Carichi							
Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G ₁	40	daN/m ²				
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G ₂	210	daN/m ²				
Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q _{k1}	300	daN/m ²				
Coeff. comb. Carico	ψ ₀₁	0.7	-				
Coeff. comb. Carico	ψ ₂₁	0.6	-				
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q _{k2}	0	daN/m ²				
Coeff. comb. Carico	ψ ₀₂		-				
Coeff. comb. Carico	ψ ₂₂	0	-				
Larghezza di influenza	i	0.5	m				
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°				
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q _{Gk1}	27	daN/m				
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q _{Gk2}	105	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q _{k1}	q _{Qk1}	150	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q _{k2}	q _{Qk2}	0	daN/m				
Stato limite di esercizio							
Def. istantanea carico variabile Q _{k1}	u _{2,inQk1}	0.22	cm	<	0.93	cm	L/300
Def. istantanea carico variabile Q _{k2}	u _{2,inQk2}	0.00	cm	<	0.93	cm	L/300
<u>Verifica con Q_{k1}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: G ₁ +G ₂ +Q _{k1} +ψ ₀₂ ·Q _{k2}	u _{in}	0.41	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : G ₁ +G ₂ +ψ ₂₁ ·Q _{k1} +ψ ₂₂ ·Q _{k2}	u' _{in}	0.33	cm				
Deff. Differita = u' _{in} x k _{def}	u _{dif}	0.20	cm				
Def.finale = u _{in} + u _{dif}	u _{fin}	0.61	cm	<	1.12	cm	L/250
<u>Verifica con Q_{k2}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: G ₁ +G ₂ +Q _{k2} +ψ ₀₁ ·Q _{k1}	u _{in}	0.35	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : G ₁ +G ₂ +ψ ₂₁ ·Q _{k1} +ψ ₂₂ ·Q _{k2}	u' _{in}	0.33	cm				
Deff. Differita = u' _{in} x k _{def}	u _{dif}	0.20	cm				
Def.finale = u _{in} + u _{dif}	u _{fin}	0.54	cm	<	1.12	cm	L/250
Stato limite ultimo							
<u>Comb. I: γ_{G1}·G₁+γ_{G2}·G₂</u>							

Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	18839	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	269	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	35.3	daN/cm ²	<	92 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	2.52	daN/cm ²	<	10 daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. II: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$</u>						
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	40889	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	584	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	76.7	daN/cm ²	<	123 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.48	daN/cm ²	<	13 daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. III: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1}$</u>						
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	34274	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	490	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	64.3	daN/cm ²	<	138 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	4.59	daN/cm ²	<	14 daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. IV: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$</u>						
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	40889	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	584	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	76.7	daN/cm ²	<	138 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.48	daN/cm ²	<	14 daN/cm ²	$f_{v,d}$

I travetti sono verificati.**PIANO SECONDO – Travetti (8x20) cm / 50 cm - 3**

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.50 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

		<u>Abete C24</u>	
LC2	FC	1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-

III/IV - Variabile

Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
---------------------	-----------	-----	---

Dati materiale

Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	$\text{daN/cm}^2 = 240/\text{FC}$
---------------------------------------	-----------	-----	-----------------------------------

Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
--	-------	------	---

Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm^2
--	-----------	-----	-------------------

Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	$\text{daN/cm}^2 = 25/\text{FC}$
-----------------------------	-----------	-------	----------------------------------

Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm^2
--	--------------	--------	-------------------

Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm^2
------------------------	------------	------	-------------------

Massa volumica media	r_{mean}	420	kg/m^3
----------------------	------------	-----	-----------------

Dati geometrici

Larghezza della sezione	b	8	cm
-------------------------	-----	---	----

Altezza della sezione	h	20	cm
-----------------------	-----	----	----

Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
--	--	----	--

Momento di inerzia	J	5333.333	cm^4
--------------------	-----	----------	---------------

Modulo di resistenza	W	533.3333	cm^3
----------------------	-----	----------	---------------

Luce della trave	L	340	cm
------------------	-----	-----	----

Carichi

Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m^2
---	-------	----	------------------

Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m^2
---	-------	-----	------------------

Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m^2
--	----------	-----	------------------

Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-
---------------------	-------------	-----	---

Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-
---------------------	-------------	-----	---

Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m^2
--	----------	---	------------------

Coeff. comb. Carico	ψ_{02}		-
---------------------	-------------	--	---

Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-
---------------------	-------------	---	---

Larghezza di influenza	i	0.5	m
------------------------	-----	-----	---

Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°
---	----------	---	---

Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	27	daN/m
--	-----------	----	----------------

Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	105	daN/m
--	-----------	-----	----------------

Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	150	daN/m
---	-----------	-----	----------------

Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m
---	-----------	---	----------------

Stato limite di esercizio

Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	0.47	cm	<	1.13	cm	L/300
---	---------------	------	----	---	------	----	-------

Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	1.13	cm	L/300
<u>Verifica con Q_{k1}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	0.88	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.69	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.42	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	1.30	cm	<	1.36	cm	L/250
<u>Verifica con Q_{k2}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k2}+\psi_{01}\cdot Q_{k1}$	u_{in}	0.74	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.69	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.42	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	1.15	cm	<	1.36	cm	L/250
Stato limite ultimo							
<u>Comb. I: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	27778	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	327	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	52.1	daN/cm ²	<	92	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	3.06	daN/cm ²	<	10	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. II: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	60291	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	709	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	113.0	daN/cm ²	<	123	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	6.65	daN/cm ²	<	13	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. III: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q2}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1}\cdot \psi_{01}\cdot Q_{k1}$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	50537	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	595	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	94.8	daN/cm ²	<	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.57	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. IV: $\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2}$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	60291	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	709	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	113.0	daN/cm ²	<	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	6.65	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$

I travetti sono verificati.

PIANO SECONDO – Travetti (8x20) cm / 50 cm – 4, 5 e 6

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.50 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 210 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	<u>Abete C24</u>	
		1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
Dati materiale			
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	$\text{daN/cm}^2 = 240/FC$
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm^2
Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	$\text{daN/cm}^2 = 25/FC$
Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm^2
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm^2
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m^3
Dati geometrici			
Larghezza della sezione	b	8	cm
Altezza della sezione	h	20	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
Momento di inerzia	J	5333.333	cm^4
Modulo di resistenza	W	533.3333	cm^3
Luce della trave	L	270	cm
Carichi			
Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m^2
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m^2
Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m^2

Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-				
Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-				
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m ²				
Coeff. comb. Carico	ψ_{02}		-				
Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-				
Larghezza di influenza	i	0.5	m				
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°				
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	27	daN/m				
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	105	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	150	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m				
Stato limite di esercizio							
Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	0.19	cm	<	0.90	cm	L/300
Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	0.90	cm	L/300
<u>Verifica con Q_{k1}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	0.36	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.28	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.17	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.53	cm	<	1.08	cm	L/250
<u>Verifica con Q_{k2}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k2}+\psi_{01}\cdot Q_{k1}$	u_{in}	0.30	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.28	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.17	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.47	cm	<	1.08	cm	L/250
Stato limite ultimo							
<u>Comb. I: $\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	17518	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	260	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	32.8	daN/cm ²	<	92	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	2.43	daN/cm ²	<	10	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. II: $\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2+\gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	38021	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	563	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	71.3	daN/cm ²	<	123	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$

Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.28	daN/cm ²	<	13 daN/cm ²	$f_{v,d}$
<i>Comb. III: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1}$</i>						
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	31870	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	472	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	59.8	daN/cm ²	<	138 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	4.43	daN/cm ²	<	14 daN/cm ²	$f_{v,d}$
<i>Comb. IV: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$</i>						
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	38021	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	563	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	71.3	daN/cm ²	<	138 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.28	daN/cm ²	<	14 daN/cm ²	$f_{v,d}$

I travetti sono verificati.**PIANO TERZO – Travetti (8x20) cm / 50 cm – 1, 2 e 3**

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.50 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

		<u>Abete C24</u>	
LC2	FC	1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
Dati materiale			
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	daN/cm ² = 240/FC
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm ²
Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	daN/cm ² = 25/FC

Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm ²
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm ²
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m ³

Dati geometrici

Larghezza della sezione	b	8	cm
Altezza della sezione	h	20	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
Momento di inerzia	J	5333.333	cm ⁴
Modulo di resistenza	W	533.3333	cm ³
Luce della trave	L	303	cm

Carichi

Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m ²
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m ²
Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-
Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{02}	-	-
Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-
Larghezza di influenza	i	0.5	m
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	27	daN/m
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	105	daN/m
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	150	daN/m
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m

Stato limite di esercizio

Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	0.30	cm	<	1.01	cm	L/300
Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	1.01	cm	L/300

Verifica con Q_{k1} -carico Dominante

Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	0.56	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.44	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.27	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.83	cm	<	1.21	cm	L/250

Verifica con Q_{k2} -carico Dominante

Def. istantanea comb. Rara:

$$G_1 + G_2 + Q_{k2} + \psi_{01} \cdot Q_{k1}$$

Def. ist. comb. quasi perm. :

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$ Def. finale = $u_{in} + u_{dif}$

u_{in}	0.47	cm				
u'_{in}	0.44	cm				
u_{dif}	0.27	cm				
u_{fin}	0.74	cm	<	1.21	cm	L/250

Stato limite ultimoComb. I: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2$

Momento flettente di calcolo

$$M_{Ed} \quad 22061 \quad \text{daNcm}$$

Sforzo di taglio di calcolo

$$V_{Ed} \quad 291 \quad \text{daN}$$

Tensione di calcolo per flessione

$$\sigma_{m,y,d} \quad 41.4 \quad \text{daN/cm}^2 < 92 \quad \text{daN/cm}^2 \quad f_{m,y,d}$$

Tensione tangenziale di calcolo

$$\tau_d \quad 2.73 \quad \text{daN/cm}^2 < 10 \quad \text{daN/cm}^2 \quad f_{v,d}$$

Comb. II: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

Momento flettente di calcolo

$$M_{Ed} \quad 47883 \quad \text{daNcm}$$

Sforzo di taglio di calcolo

$$V_{Ed} \quad 632 \quad \text{daN}$$

Tensione di calcolo per flessione

$$\sigma_{m,y,d} \quad 89.8 \quad \text{daN/cm}^2 < 123 \quad \text{daN/cm}^2 \quad f_{m,y,d}$$

Tensione tangenziale di calcolo

$$\tau_d \quad 5.93 \quad \text{daN/cm}^2 < 13 \quad \text{daN/cm}^2 \quad f_{v,d}$$

Comb. III: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1}$

Momento flettente di calcolo

$$M_{Ed} \quad 40136 \quad \text{daNcm}$$

Sforzo di taglio di calcolo

$$V_{Ed} \quad 530 \quad \text{daN}$$

Tensione di calcolo per flessione

$$\sigma_{m,y,d} \quad 75.3 \quad \text{daN/cm}^2 < 138 \quad \text{daN/cm}^2 \quad f_{m,y,d}$$

Tensione tangenziale di calcolo

$$\tau_d \quad 4.97 \quad \text{daN/cm}^2 < 14 \quad \text{daN/cm}^2 \quad f_{v,d}$$

Comb. IV: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$

Momento flettente di calcolo

$$M_{Ed} \quad 47883 \quad \text{daNcm}$$

Sforzo di taglio di calcolo

$$V_{Ed} \quad 632 \quad \text{daN}$$

Tensione di calcolo per flessione

$$\sigma_{m,y,d} \quad 89.8 \quad \text{daN/cm}^2 < 138 \quad \text{daN/cm}^2 \quad f_{m,y,d}$$

Tensione tangenziale di calcolo

$$\tau_d \quad 5.93 \quad \text{daN/cm}^2 < 14 \quad \text{daN/cm}^2 \quad f_{v,d}$$

I travetti sono verificati.**PIANO TERZO – Travetti (8x20) cm / 50 cm – 4**

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.50 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 210 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

		<u>Abete C24</u>
LC2	FC	1.2

Dati generali

Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-

Dati materiale

Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	daN/cm ² = 240/FC
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm ²
Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	daN/cm ² = 25/FC
Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm ²
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm ²
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m ³

Dati geometrici

Larghezza della sezione	b	8	cm
Altezza della sezione	h	20	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
Momento di inerzia	J	5333.333	cm ⁴
Modulo di resistenza	W	533.3333	cm ³
Luce della trave	L	335	cm

Carichi

Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m ²
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m ²
Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-
Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m ²
Coeff. comb. Carico	ψ_{02}		-
Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-
Larghezza di influenza	i	0.5	m
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	27	daN/m

Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	105	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	150	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m				
Stato limite di esercizio							
Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	0.44	cm	<	1.12	cm	L/300
Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	1.12	cm	L/300
<u>Verifica con Q_{k1}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	0.83	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.65	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.39	cm				
Def. finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	1.22	cm	<	1.34	cm	L/250
<u>Verifica con Q_{k2}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k2}+\psi_{01}\cdot Q_{k1}$	u_{in}	0.70	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.65	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.39	cm				
Def. finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	1.09	cm	<	1.34	cm	L/250
Stato limite ultimo							
<u>Comb. I: $\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	26967	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	322	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	50.6	daN/cm ²	<	92	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	3.02	daN/cm ²	<	10	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. II: $\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2+\gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	58530	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	699	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	109.7	daN/cm ²	<	123	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	6.55	daN/cm ²	<	13	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. III: $\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2+\gamma_{Q2}\cdot Q_{k2}+\gamma_{Q1}\cdot \psi_{01}\cdot Q_{k1}$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	49061	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	586	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	92.0	daN/cm ²	<	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.49	daN/cm ²	<	14	daN/cm ²	$f_{v,d}$
<u>Comb. IV: $\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2+\gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}+\gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2}$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	58530	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	699	daN				
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	109.7	daN/cm ²	<	138	daN/cm ²	$f_{m,y,d}$

Tensione tangenziale di calcolo τ_d 6.55 daN/cm² < 14 daN/cm² $f_{v,d}$

I travetti sono verificati.

PIANO TERZO – Travetti (8x20) cm / 50 cm – 5, 6 e 7

I carichi agenti sul ciascun, per una larghezza di influenza pari a 0.50 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

		<u>Abete C24</u>	
LC2	FC	1.2	
Dati generali			
Classe di servizio	1		
Coeff.di sicurezza materiale	γ_M	1.3	-
Coeff. Correttivo Combinazione I - solo Perm.	$k_{mod,I}$	0.6	-
Coeff. Correttivo Combinazione II - Variabile	$k_{mod,II}$	0.8	-
Coeff. Correttivo Combinazione III/IV - Variabile	$k_{mod,III/IV}$	0.9	-
Coeff. aument. Def.	k_{def}	0.6	-
Dati materiale			
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k}$	200	daN/cm ² = 240/FC
Coefficiente correttivo per altezze minori di 150 mm	k_h	1.00	-
Resistenza a fless caratteristica corretta	$f_{m,k}$	200	daN/cm ²
Resistenza a taglio caratt.	$f_{v,k}$	20.83	daN/cm ² = 25/FC
Modulo elast. Medio parall. alle fibre	$E_{0,mean}$	110000	daN/cm ²
Modulo di taglio medio	G_{mean}	6900	daN/cm ²
Massa volumica media	ρ_{mean}	420	kg/m ³
Dati geometrici			
Larghezza della sezione	b	8	cm
Altezza della sezione	h	20	cm
Trave sagomata secondo la pendenza del tetto		no	
Momento di inerzia	J	5333.333	cm ⁴
Modulo di resistenza	W	533.3333	cm ³

Luce della trave	L	303	cm				
Carichi							
Carico perm. caratt. Comp def. unif. distr.	G_1	40	daN/m ²				
Carico per. caratt. Non comp. Def. unif. distr.	G_2	210	daN/m ²				
Carico variabile 1 caratt.unif. distr.	Q_{k1}	300	daN/m ²				
Coeff. comb. Carico	ψ_{01}	0.7	-				
Coeff. comb. Carico	ψ_{21}	0.6	-				
Carico variabile 2 caratt.unif. distr.	Q_{k2}	0	daN/m ²				
Coeff. comb. Carico	ψ_{02}		-				
Coeff. comb. Carico	ψ_{22}	0	-				
Larghezza di influenza	i	0.5	m				
Inclinazione della falda (per travi di colmo)	α	0	°				
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Comp. Def	q_{Gk1}	27	daN/m				
Carico lin. perman. caratt. Ort. trave Non Comp. Def	q_{Gk2}	105	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k1}	q_{Qk1}	150	daN/m				
Carico lineare var. caratt. Dovuto a Q_{k2}	q_{Qk2}	0	daN/m				
Stato limite di esercizio							
Def. istantanea carico variabile Q_{k1}	$u_{2,inQk1}$	0.30	cm	<	1.01	cm	L/300
Def. istantanea carico variabile Q_{k2}	$u_{2,inQk2}$	0.00	cm	<	1.01	cm	L/300
<u>Verifica con Q_{k1}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}\cdot Q_{k2}$	u_{in}	0.56	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.44	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.27	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.83	cm	<	1.21	cm	L/250
<u>Verifica con Q_{k2}-carico Dominante</u>							
Def. istantanea comb. Rara: $G_1+G_2+Q_{k2}+\psi_{01}\cdot Q_{k1}$	u_{in}	0.47	cm				
Def. ist. comb. quasi perm. : $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}$	u'_{in}	0.44	cm				
Deff. Differita = $u'_{in} \times k_{def}$	u_{dif}	0.27	cm				
Def.finale = $u_{in} + u_{dif}$	u_{fin}	0.74	cm	<	1.21	cm	L/250
Stato limite ultimo							
<u>Comb. I: $\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2$</u>							
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	22061	daNcm				
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	291	daN				

Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	41.4	daN/cm ²	<	92 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	2.73	daN/cm ²	<	10 daN/cm ²	$f_{v,d}$
<i>Comb. II: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$</i>						
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	47883	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	632	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	89.8	daN/cm ²	<	123 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.93	daN/cm ²	<	13 daN/cm ²	$f_{v,d}$
<i>Comb. III: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1}$</i>						
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	40136	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	530	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	75.3	daN/cm ²	<	138 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	4.97	daN/cm ²	<	14 daN/cm ²	$f_{v,d}$
<i>Comb. IV: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$</i>						
Momento flettente di calcolo	M_{Ed}	47883	daNcm			
Sforzo di taglio di calcolo	V_{Ed}	632	daN			
Tensione di calcolo per flessione	$\sigma_{m,y,d}$	89.8	daN/cm ²	<	138 daN/cm ²	$f_{m,y,d}$
Tensione tangenziale di calcolo	τ_d	5.93	daN/cm ²	<	14 daN/cm ²	$f_{v,d}$

I travetti sono verificati.

11.10. Risultati delle verifiche sugli elementi in acciaio

PIANO SECONDO – NP160 - 1 e 5

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.28 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 210 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		

Area resistente a taglio	A_v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W_{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G_1	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G_2	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q_k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.28	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q_{Gk1}	0.69	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q_{Gk2}	2.69	daN/cm
Carico lineare variab.	q_{Qk}	3.84	daN/cm
Luce di calcolo	L	620	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	Gk		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	Pk		daN
Carico concentrato - variabile	Qk	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	513669	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	3314	daN
	$M_{c,Rd}$	218214	daNcm
	$V_{c,Rd}$	10854	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	2.35	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.31	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w <$	Si omette quindi la	
$72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	3.84	cm
Rapporto L/f		161	

Freccia max per intero carico	f_{tot}	7.22	cm
Rapporto L/f		86	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO SECONDO – NP160 - 2

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 0.88 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t_f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t_w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h_w		
Area resistente a taglio	A_v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W_{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1.05	
	ϵ	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G_1	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G_2	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q_k	300	daN/m ²

Larghezza di competenza	i	0.88	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	0.53	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	1.85	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	2.64	daN/cm
Luce di calcolo	L	620	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ _{G1}	1.30	
Permanenti non compiutamente definiti	γ _{G2}	1.50	
Variabili	γ _Q	1.50	

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M _{Ed}	356642	daNcm
Taglio max di calcolo	V _{Ed}	2301	daN
	M _{c,Rd}	218214	daNcm
	V _{c,Rd}	10854	daN
Verifica a flessione retta	M _{Ed} /M _{c,Rd}	1.63	ATTENZIONE
Verifica a taglio	V _{Ed} /V _{c,Rd}	0.21	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f _{var}	2.64	cm
Rapporto L/f		235	
Freccia max per intero carico	f _{tot}	5.02	cm
Rapporto L/f		124	

Il profilo NON è verificato.

PIANO SECONDO – NP160 - 3

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.52 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 210 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	
DATI DI CALCOLO			
Permanenti compiutamente definiti	G ₁	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G ₂	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.52	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	0.79	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	3.18	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	4.55	daN/cm
Luce di calcolo	L	620	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	605923	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	3909	daN
	$M_{c,Rd}$	218214	daNcm
	$V_{c,Rd}$	10854	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	2.78	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.36	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	4.54	cm
Rapporto L/f		136	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	8.51	cm
Rapporto L/f		73	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO SECONDO – NP160 - 4

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 0.64 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm

Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G ₁	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G ₂	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	0.64	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	0.43	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	1.33	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	1.91	daN/cm
Luce di calcolo	L	620	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ _{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ _{G2}	1.50
Variabili	γ _Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M _{Ed}	260462	daNcm
Taglio max di calcolo	V _{Ed}	1680	daN
	M _{c,Rd}	218214	daNcm
	V _{c,Rd}	10854	daN
Verifica a flessione retta	M _{Ed} /M _{c,Rd}	1.19	ATTENZIONE
Verifica a taglio	V _{Ed} /V _{c,Rd}	0.15	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$ Si omette quindi la verifica		

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	1.90	cm
Rapporto L/f		325	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	3.67	cm
Rapporto L/f		169	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO SECONDO – Doppio T H=160 mm

I carichi agenti sul profilo maggiormente sollecitato, per una larghezza di influenza pari a 0.80 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
		H=160	
		mm	
Tipo profilo			
Area della sezione lorda del profilo	A		cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	5.4	cm
Spessore dell'ala	t_f	0.93	cm
Spessore dell'anima	t_w	0.65	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h_w		
Area resistente a taglio	A_v	10.4	cm ²
Modulo di resistenza	W_{el}	90.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	721.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	

L/f min per Carico totale	250
L/f min per Sovr. variabile	300

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G_1	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G_2	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q_k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	0.80	m
Peso proprio trave	p	14.5	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q_{Gk1}	0.47	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q_{Gk2}	1.68	daN/cm
Carico lineare variab.	q_{Qk}	2.40	daN/cm
Luce di calcolo	L	415	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G_k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P_k		daN
Carico concentrato - variabile	Q_k	0	daN

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	144766	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	1395	daN
	$M_{c,Rd}$	167857	daNcm
	$V_{c,Rd}$	11199	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	0.86	<1
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.12	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	10.7	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$ Si omette quindi la verifica		

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	0.62	cm
Rapporto L/f		665	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	1.18	cm
Rapporto L/f		351	

Il profilo è verificato.

PIANO TERZO – NP160 - 1

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.43 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 210 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	
DATI DI CALCOLO			
Permanentemente compiutamente definiti	G ₁	40	daN/m ²
Permanentemente non compiutamente definiti	G ₂	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.43	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	0.75	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	2.99	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	4.28	daN/cm
Luce di calcolo	L	503	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	375559	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	2987	daN
	$M_{c,Rd}$	218214	daNcm
	$V_{c,Rd}$	10854	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	1.72	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.28	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	1.85	cm
Rapporto L/f		272	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	3.47	cm
Rapporto L/f		145	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO TERZO – NP160 – 2 e 3

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.52 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm

Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G ₁	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G ₂	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.52	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	0.79	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	3.18	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	4.55	daN/cm
Luce di calcolo	L	503	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ _{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ _{G2}	1.50
Variabili	γ _Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M _{Ed}	398813	daNcm
Taglio max di calcolo	V _{Ed}	3171	daN
	M _{c,Rd}	218214	daNcm
	V _{c,Rd}	10854	daN
Verifica a flessione retta	M _{Ed} /M _{c,Rd}	1.83	ATTENZIONE
Verifica a taglio	V _{Ed} /V _{c,Rd}	0.29	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	1.97	cm
Rapporto L/f		255	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	3.69	cm
Rapporto L/f		136	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO TERZO – NP160 – 4

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.23 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t_f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t_w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h_w		
Area resistente a taglio	A_v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W_{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	

L/f min per Sovr. variabile **300**

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G_1	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G_2	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q_k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.23	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q_{Gk1}	0.67	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q_{Gk2}	2.58	daN/cm
Carico lineare variab.	q_{Qk}	3.69	daN/cm
Luce di calcolo	L	503	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G_k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P_k		daN
Carico concentrato - variabile	Q_k	0	daN

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	325173	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	2586	daN
	$M_{c,Rd}$	218214	daNcm
	$V_{c,Rd}$	10854	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	1.49	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.24	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la verifica		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$		

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	1.60	cm
Rapporto L/f		315	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	3.01	cm
Rapporto L/f		167	

Il profilo NON è verificato.

PIANO TERZO – NP160 – 5

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 3.80 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 210 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	
DATI DI CALCOLO			
Permanentemente compiutamente definiti	G ₁	40	daN/m ²
Permanentemente non compiutamente definiti	G ₂	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.23	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	0.67	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	2.58	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	3.69	daN/cm
Luce di calcolo	L	503	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	325173	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	2586	daN
	$M_{c,Rd}$	218214	daNcm
	$V_{c,Rd}$	10854	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	1.49	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.24	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	1.60	cm
Rapporto L/f		315	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	3.01	cm
Rapporto L/f		167	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO TERZO – NP160 – 6

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.43 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm

Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G ₁	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G ₂	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.43	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	0.75	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	3.00	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	4.29	daN/cm
Luce di calcolo	L	630	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ _{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ _{G2}	1.50
Variabili	γ _Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M _{Ed}	591173	daNcm
Taglio max di calcolo	V _{Ed}	3753	daN
	M _{c,Rd}	218214	daNcm
	V _{c,Rd}	10854	daN
Verifica a flessione retta	M _{Ed} /M _{c,Rd}	2.71	ATTENZIONE
Verifica a taglio	V _{Ed} /V _{c,Rd}	0.35	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	4.57	cm
Rapporto L/f		138	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	8.58	cm
Rapporto L/f		73	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO TERZO – NP160 – 7 e 8

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.52 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	22.8	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t_f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t_w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h_w		
Area resistente a taglio	A_v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W_{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	

L/f min per Sovr. variabile **300**

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G_1	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G_2	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q_k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.52	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q_{Gk1}	0.79	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q_{Gk2}	3.18	daN/cm
Carico lineare variab.	q_{Qk}	4.55	daN/cm
Luce di calcolo	L	630	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G_k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P_k		daN
Carico concentrato - variabile	Q_k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	625626	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	3972	daN
	$M_{c,Rd}$	218214	daNcm
	$V_{c,Rd}$	10854	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	2.87	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.37	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	Si omette quindi la verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	4.85	cm
Rapporto L/f		130	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	9.07	cm
Rapporto L/f		69	

Il profilo NON è verificato.

PIANO TERZO – NP160 – 9

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.33 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 210 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 300 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP160	
Area della sezione lorda del profilo	A	18.2	cm ²
Altezza totale della sezione	h	16.0	cm
Larghezza dell'ala	b	7.4	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.95	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.63	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	10.1	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	117.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	934.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanentemente compiutamente definiti	G ₁	40	daN/m ²
Permanentemente non compiutamente definiti	G ₂	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.33	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	0.71	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	2.78	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	3.98	daN/cm
Luce di calcolo	L	630	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	548613	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	3483	daN
	$M_{c,Rd}$	218214	daNcm
	$V_{c,Rd}$	10854	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	2.51	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.32	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	11.0	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	4.24	cm
Rapporto L/f		149	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	7.96	cm
Rapporto L/f		79	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO TERZO – NP140

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.72 m, sono i seguenti:

P.P. = 205 daN/m²

S.P. = 100 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP140	
Area della sezione lorda del profilo	A	18.2	cm ²
Altezza totale della sezione	h	14.0	cm

Larghezza dell'ala	b	6.6	cm
Spessore dell'ala	t _f	0.86	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.57	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	8.0	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	81.8	cm ³
Momento d'inerzia	J	572.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G ₁	205	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G ₂	100	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.72	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	3.71	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	1.72	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	5.16	daN/cm
Luce di calcolo	L	483	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ _{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ _{G2}	1.50
Variabili	γ _Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M _{Ed}	441397	daNcm
Taglio max di calcolo	V _{Ed}	3655	daN
	M _{c,Rd}	152563	daNcm
	V _{c,Rd}	8593	daN
Verifica a flessione retta	M _{Ed} /M _{c,Rd}	2.89	ATTENZIONE
Verifica a taglio	V _{Ed} /V _{c,Rd}	0.43	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	12.2	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
Si omette quindi la		
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	3.10	cm
Rapporto L/f		156	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	6.37	cm
Rapporto L/f		76	

Il profilo **NON** è verificato.

PIANO TERZO – NP180

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.74 m, sono i seguenti:

P.P. = 40 daN/m²

S.P. = 210 daN/m²

S.V. = 300 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
Tipo profilo		NP180	
Area della sezione lorda del profilo	A	18.2	cm ²
Altezza totale della sezione	h	18.0	cm
Larghezza dell'ala	b	8.2	cm
Spessore dell'ala	t_f	1.04	cm
Spessore dell'anima	t_w	0.69	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h_w		
Area resistente a taglio	A_v	12.4	cm ²
Modulo di resistenza	W_{el}	161.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	1444.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	

L/f min per Sovr. variabile **300**

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G_1	40	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G_2	210	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q_k	300	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.74	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q_{Gk1}	0.87	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q_{Gk2}	3.64	daN/cm
Carico lineare variab.	q_{Qk}	5.21	daN/cm
Luce di calcolo	L	293	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G_k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P_k		daN
Carico concentrato - variabile	Q_k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	154610	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	2111	daN
	$M_{c,Rd}$	300278	daNcm
	$V_{c,Rd}$	13374	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	0.51	<1
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.16	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	10.1	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$	Si omette quindi la verifica	

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	0.17	cm
Rapporto L/f		1745	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	0.31	cm
Rapporto L/f		934	

Il profilo è verificato.

COPERTURA – Doppio T H=220 mm - I

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 2.40 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 120 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 80 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
		H=220	
		mm	
Tipo profilo			
Area della sezione lorda del profilo	A		cm ²
Altezza totale della sezione	h	22.0	cm
Larghezza dell'ala	b	6.5	cm
Spessore dell'ala	t _f	1.00	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.85	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	18.7	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	180.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	1978.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	
DATI DI CALCOLO			
Permanentemente compiutamente definiti	G ₁	120	daN/m ²
Permanentemente non compiutamente definiti	G ₂	100	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	80	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	2.40	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	3.06	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	2.40	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	1.92	daN/cm
Luce di calcolo	L	462	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN

Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm
-------------------------------	---	----------	----

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30	
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50	
Variabili	γ_Q	1.50	

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	278990	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	2415	daN
	$M_{c,Rd}$	335714	daNcm
	$V_{c,Rd}$	20136	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	0.83	<1
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.12	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	8.2	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-

$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$ Si omette quindi la verifica

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	0.28	cm
Rapporto L/f		1653	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	1.07	cm
Rapporto L/f		430	

Il profilo è verificato.

COPERTURA – Doppio T H=220 mm - 2

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.69 m, sono i seguenti:

P.P. = 120 daN/m²

S.P. = 100 daN/m²

S.V. = 80 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
		H=220	
Tipo profilo		mm	
Area della sezione lorda del profilo	A		cm ²

Altezza totale della sezione	h	22.0	cm
Larghezza dell'ala	b	6.5	cm
Spessore dell'ala	t_f	1.00	cm
Spessore dell'anima	t_w	0.85	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h_w		
Area resistente a taglio	A_v	18.7	cm ²
Modulo di resistenza	W_{el}	180.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	1978.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G_1	120	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G_2	100	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q_k	80	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.69	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q_{Gk1}	2.21	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q_{Gk2}	1.69	daN/cm
Carico lineare variab.	q_{Qk}	1.35	daN/cm
Luce di calcolo	L	462	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G_k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P_k		daN
Carico concentrato - variabile	Q_k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	198292	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	1717	daN
	$M_{c,Rd}$	335714	daNcm
	$V_{c,Rd}$	20136	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	0.59	<1
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.09	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	8.2	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$ Si omette quindi la verifica		

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	0.20	cm
Rapporto L/f		2347	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	0.76	cm
Rapporto L/f		605	

Il profilo è verificato.**COPERTURA – Doppio T H=220 mm - 3**

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 1.69 m, sono i seguenti:

P.P. = 120 daN/m²S.P. = 100 daN/m²S.V. = 80 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
		H=220	
		mm	
Tipo profilo			
Area della sezione lorda del profilo	A		cm ²
Altezza totale della sezione	h	22.0	cm
Larghezza dell'ala	b	6.5	cm
Spessore dell'ala	t _f	1.00	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.85	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	18.7	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	180.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	1978.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	

L/f min per Carico totale	250
L/f min per Sovr. variabile	300

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G_1	120	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G_2	100	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q_k	80	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	1.69	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q_{Gk1}	2.21	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q_{Gk2}	1.69	daN/cm
Carico lineare variab.	q_{Qk}	1.35	daN/cm
Luce di calcolo	L	642	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G_k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P_k		daN
Carico concentrato - variabile	Q_k	0	daN

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	382906	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	2386	daN
	$M_{c,Rd}$	335714	daNcm
	$V_{c,Rd}$	20136	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	1.14	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.12	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	8.2	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$ Si omette quindi la verifica		

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	0.73	cm
Rapporto L/f		875	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	2.85	cm
Rapporto L/f		225	

Il profilo NON è verificato.

COPERTURA – Doppio T H=220 mm - 4

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 2.54 m, sono i seguenti:

$$P.P. = 120 \text{ daN/m}^2$$

$$S.P. = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$S.V. = 80 \text{ daN/m}^2$$

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
		H=220	
		mm	
Tipo profilo			
Area della sezione lorda del profilo	A		cm ²
Altezza totale della sezione	h	22.0	cm
Larghezza dell'ala	b	6.5	cm
Spessore dell'ala	t _f	1.00	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.85	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	18.7	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	180.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	1978.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	
DATI DI CALCOLO			
Permanenti compiutamente definiti	G ₁	120	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G ₂	100	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	80	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	2.54	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	3.22	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	2.54	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	2.03	daN/cm
Luce di calcolo	L	642	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN

Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm
-------------------------------	---	----------	----

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ_{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M_{Ed}	568364	daNcm
Taglio max di calcolo	V_{Ed}	3541	daN
	$M_{c,Rd}$	335714	daNcm
	$V_{c,Rd}$	20136	daN
Verifica a flessione retta	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	1.69	ATTENZIONE
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0.18	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	8.2	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-

$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$ Si omette quindi la verifica

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	1.10	cm
Rapporto L/f		583	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	4.23	cm
Rapporto L/f		152	

Il profilo **NON** è verificato.

COPERTURA – Doppio T H=180 mm – Solaio in putrelle e laterizio

I carichi agenti sul profilo, per una larghezza di influenza pari a 0.80 m, sono i seguenti:

P.P. = 120 daN/m²

S.P. = 100 daN/m²

S.V. = 80 daN/m²

Di seguito si riportano le verifiche:

LC2	FC	1.2	
CARATTERISTICHE SEZIONE	N	1	profili
		H=180	
Tipo profilo		mm	
Area della sezione lorda del profilo	A		cm ²

Altezza totale della sezione	h	18.0	cm
Larghezza dell'ala	b	5.8	cm
Spessore dell'ala	t _f	1.00	cm
Spessore dell'anima	t _w	0.80	cm
Raggio di raccordo tra anima ed ala	r		cm
Altezza dell'anima	h _w		
Area resistente a taglio	A _v	14.4	cm ²
Modulo di resistenza	W _{el}	123.0	cm ³
Momento d'inerzia	J	1111.0	cm ⁴
Modulo elastico	E	2060000	daN/cm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	1958	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ _{M0}	1.05	
	ε	1.10	-
	η	1.20	
L/f min per Carico totale		250	
L/f min per Sovr. variabile		300	

DATI DI CALCOLO

Permanenti compiutamente definiti	G ₁	120	daN/m ²
Permanenti non compiutamente definiti	G ₂	100	daN/m ²
Sovraccarico variabile	Q _k	80	daN/m ²
Larghezza di competenza	i	0.80	m
Peso proprio trave	p	17.9	daN/m
Carico lin. perm. comp. definito	q _{Gk1}	1.14	daN/cm
Carico lin. perm. non comp. definito	q _{Gk2}	0.80	daN/cm
Carico lineare variab.	q _{Qk}	0.64	daN/cm
Luce di calcolo	L	515	cm
Carico concentrato - permanente comp. def.	G _k		daN
Carico concentrato - perm. non comp. def.	P _k		daN
Carico concentrato - variabile	Q _k	0	daN
Distanza da uno degli appoggi	d	0	cm

MOLTIPLICATORE DEI CARICHI

Permanenti compiutamente definiti	γ _{G1}	1.30
Permanenti non compiutamente definiti	γ _{G2}	1.50
Variabili	γ _Q	1.50

VERIFICHE DI RESISTENZA

Momento max di calcolo	M _{Ed}	120701	daNcm
Taglio max di calcolo	V _{Ed}	937	daN
	M _{c,Rd}	229405	daNcm
	V _{c,Rd}	15506	daN
Verifica a flessione retta	M _{Ed} /M _{c,Rd}	0.53	<1
Verifica a taglio	V _{Ed} /V _{c,Rd}	0.06	<1

VERIFICHE A INSTABILITA' PER TAGLIO DELL'ANIMA

h_w/t_w	8.7	-
$72\varepsilon/\eta$	65.7	-
$h_w/t_w < 72\varepsilon/h$ Si omette quindi la verifica		

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Freccia max per Sovr. var.	f_{var}	0.26	cm
Rapporto L/f		2011	
Freccia max per intero carico	f_{tot}	1.03	cm
Rapporto L/f		499	

Il profilo è verificato.

12. CONCLUSIONI

Nel rimandare alla scheda di sintesi della Protezione civile per il dettaglio numerico degli indici di rischio del complesso scolastico in oggetto; questo documento ne rappresenta la parte sostanziale che dimostra il percorso di indagine e di analisi che ha fornito tali risultati.

L'indice di sicurezza è stato assunto come il minimo tra quelli calcolati per la struttura in muratura e per quella in cemento armato. Tale valutazione è fondamentale in quanto il suddetto indice caratterizza la vulnerabilità della struttura. Dalle analisi effettuate, anche in condizioni statiche alcuni elementi soggetti ai soli carichi verticali hanno tassi di sfruttamento superiori all'unità. Tale aspetto si riflette anche nella valutazione sismica: elementi non idonei staticamente, rappresentano un elemento di vulnerabilità. Per quanto sopra, a prescindere dall'azione sismica, è necessario prevedere un rinforzo di elementi strutturali previa indagine più approfondita, specialmente per gli elementi in cemento armato. Dalle indagini e dalle verifiche condotte appare quindi chiaro che l'edificio scolastico per essere ritenuto idoneo alle attuali normative, deve essere adeguato staticamente e sismicamente.

La struttura è attualmente operativa ed in esercizio; basandosi sul rilievo delle indagini eseguite sono stati riscontrati le seguenti criticità:

Corpo in muratura

- Assenza di giunto strutturale tra corpo centrale in cemento armato e corpo in muratura.
- Assenza di ammorsamento tra pareti del corpo bagni al piano primo e la struttura principale in muratura. Tale vulnerabilità, presumibilmente si verifica anche ai piani superiori;
- Presenza di muratura in mattoni pieni con camera d'aria interna in luogo di una parete piena nel corpo bagni al piano primo in adiacenza della struttura principale in muratura. Tale vulnerabilità, presumibilmente si verifica anche ai piani superiori.
- Presenza di colonna in mattoni forati di dimensioni 30x30 a sostegno del solaio del piano terzo tra l'aula informatica e la segreteria.
- Assenza di ammorsamento tra le pareti del vano scala sul fronte est e la struttura principale in muratura (si veda foto seguente). Tale vulnerabilità si verifica a tutti i livelli.

- Il volume tecnico presente in copertura e adibito a locale caldaia si appoggia in falso sul solaio sottostante e presenta le pareti realizzate in mattoni forati.

Corpo in cemento armato centrale e laterale

- Assenza di giunto strutturale tra corpo centrale in cemento armato e corpo in muratura. Le solette del corpo in cemento armato appoggiano sulle pareti in muratura mentre le travi di bordo terminano su pilastri in cemento armato affiancati alle pareti murarie. Tali pilastri presentano sezione ridotta al piano terra per la presenza di conci di pietra sporgenti dalla costruzione adiacente e hanno quantità assai basse di armatura
- Parziale giunto strutturale tra corpo centrale e corpo laterale in cemento armato. Sul fronte ovest infatti sono presenti due pilastri affiancati mentre sul fronte est la trave di e il solaio del vano scala vanno ad appoggiarsi sulle strutture del corpo centrale.
- Cappa superiore esigua (circa 2 cm) e non armata nei solai in laterocemento del corpo laterale al di sopra del magazzino.

In merito alle verifiche condotte a seguito della campagna di indagine è da segnalare quanto segue:

Corpo in muratura

Diversi maschi murari presentano tasso di sfruttamento, superiore all'unità. Per quanto concerne i solai e le travi rompitratta che li sorreggono, si riscontrano diversi elementi che non soddisfano le verifiche di resistenza e deformabilità.

Corpo in cemento armato

Si segnalano diversi pilastri, travi e solai che presentano tasso di sfruttamento, superiore all'unità.

In particolare per le travi molte criticità si hanno per superamento della resistenza dell'armatura superiore: tale risultato può essere ascrivibile all'assunzione fatta circa le armature a momento negativo, in quanto non è stato possibile indagare l'estradosso del solaio e verificare le quantità di ferro effettivamente posizionata.

Altro aspetto da prendere in considerazione riguarda la vita di utilizzo dell'edificio: il corpo centrale in cemento armato e quello in muratura risalgono al 1924 (anno ristrutturazione del corpo originario e di edificazione del primo ampliamento), mentre il corpo laterale in cemento armato risale al 1953; pertanto le strutture ad oggi hanno tra i 66 e i 95 anni di vita. Sempre

riferendosi all'età di prima costruzione, non erano vigenti le attuali norme tecniche e il dimensionamento delle sezioni portanti si riferiva per lo più al soddisfacimento dei requisiti geometrici, quali ad esempio, per le strutture in cemento armato la percentuale di armatura rispetto alla sezione lorda.

Infine, va sottolineata l'interferenza tra l'attività scolastica in corso e l'attività di indagine che è stata fortemente limitata dalla prima, in quanto non essendo stata possibile a livello logistico la chiusura di alcune aule, non si è potuto effettuare scavi per indagare i plinti interni (specialmente del corpo in cemento armato centrale) e valutare l'armatura superiore delle travi e dei solaio in cemento armato. Nell'ottica di un futuro adeguamento sismico, si prescrive quindi che prima di intraprendere qualsiasi tipo di consolidamento siano svolte le sopradette indagini sugli che in quest'incarico non è stato possibile effettuare: presenza di armatura a momento negativo, grado di confinamento dei nodi, tipologia di fondazioni dei pilastri interni, indagini sul solaio a soffitto del piano secondo – zona uffici e indagini più estese sugli elementi lignei in generale.

Il tecnico incaricato
Ing. Federico Martignone

