COMUNE di FISCAGLIA

PROGRAMMA "SICURO, VERDE E SOCIALE.
RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA"
P.C. P.N.R.R.

Corso Vittorio Emanuele III - Migliarino

Titolare della progettazione

ACER FERRARA
C.so V.Veneto, 7 - 44121 Ferrara
Servizio Tecnico
Dirigente: arch. M.Cenacchi

Azienda con sistema qualità certificato in conformità alla normativa ISO 9001:2015

Responsabile unico del procedimento
ACER FERRARA Servizio tecnico: arch. M. Cenacchi

Coordinamento generale programma
ACER FERRARA Servizio tecnico: ing. G. Addesso

Progetto architettonico
arch. Irene Ferroni

Progetto strutture
ing. Pierluigi Pascale

Progetto impianti
ing. Pierluigi Pascale

Relazione energetica
arch. Irene Ferroni

Collaboratori
Ing. Nicola Lepore

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

titolo elaborato

Relazione Tecnica di Vulnerabilità

cod. commessa	codice elaborato
2105	ST-P-R01-1
scala: -	

REV 0	Emissione	Marzo 2022
REV 1	REVISIONE A SEGUITO DI VERIFICA	SETTEMBRE 2022

SOMMARIO

1 INTRODUZIONE 4

2 NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI 4

3 DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE 5

4 CONOSCENZA DEL FABBRICATO 6

4.1 Descrizione del fabbricato 6
4.2 La struttura in elevazione 7
4.3 Gli orizzontamenti 8
4.4 Coperture 9

5 CAMPAGNA DI INDAGINI 10

5.1 Indagini sulle strutture 10
5.2 Esito delle indagini 11

6 ANALISI DELLE VULNERABILITA' 12

6.1 Analisi della regolarità 12
6.2 Classificazione degli elementi strutturali 12
6.3 Valutazione delle vulnerabilità 12

7 METODOLOGIE DI ANALISI 14

7.1 Valutazione del livello di sicurezza 15
7.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo 15

8 CRITERI DI MODELLAZIONE 17

8.1 Modello globale 17

9 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 21

9.1 Muratura esistente 21
9.2 Acciaio da carpenteria 22

10 PARAMETRI DI PROGETTO 23

11 COMBINAZIONI DI CARICO 24

12 ANALISI DEI CARICHI 26

12.1 Carichi permanenti 26
12.2 Sovraccarichi 26
12.3 Azione del Vento 27
12.4 Azione della Neve 30
12.5 Azione sismica 31

13 VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA STATICO 33

13.1 Verifica delle murature 33
13.2 Verifica orizzontamenti 36
13.3 Sintesi dei risultati 36

14 VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICO 37

14.1 Analisi dei cinematismi locali 37
14.2 Analisi Globale 43
14.3 Sintesi dei risultati 52

16 VALIDAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE 53

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Foto aerea di Migliarino (FE) con individuazione dell'edificio (Google Maps) 4
Figura 2 – Individuazione Unità Strutturale 5
Figura 3 – Prospetto Nord-Ovest 6
Figura 4 – Prospetto Sud-Est 7
Figura 5 – Muratura in mattoni pieni e malta bastarda 7
Figura 6 – Solaio in putrelle e voltine al piano interrato 8
Figura 7 – Dettaglio indagine su solaio piano terra in putrelle e laterizi forati 9
Figura 8 – Dettaglio copertura lignea 9
Figura 9 – Vista del modello strutturale 3D 17
Figura 10 – Vista mesh 3D del modello a telaio equivalente 18
Figura 11 – Comportamento a taglio dei maschi murari 19
Figura 12 – Comportamento a pressoflessione dei maschi murari 19
Figura 13 – Comportamento fascia di piano 20
Figura 14 – Schema strutturale e nomenclatura pareti 34
Figura 15 – Vista 3d del modello strutturale 34
Figura 16 – Sollecitazioni Parete P2 | Prospetto Sud-Est 35
Figura 17 – Sollecitazioni Parete P8 | Prospetto Nord-Ovest 35
Figura 18 – Sollecitazioni Parete P6 | Muro di spina longitudinale 36
Figura 19 – Nodi di controllo per analisi Push-over 45
Figura 20 – Curve di capacità delle 24 analisi di Push-over 46
Figura 21 – Deformata in pianta per la combinazione n.4 48
Figura 22 – Curva di pushover per la combinazione n.4 48
Figura 23 – Deformata parete P8 per la combinazione n.4 49
Figura 24 – Deformata parete P2 per la combinazione n.4 49
Figura 25 – Deformata in pianta per la combinazione n.20 50
Figura 26 – Curva di push-over per la combinazione n.20 50
Figura 27 – Deformata pareti P1 (a sinistra) e P14 (a destra) per la combinazione n.20 51
Figura 28 – Individuazione del maschio E112 all'interno della Parete P2 53
Figura 29 – Sforzo Normale sollecitante Nd nella parte superiore del maschio 53

1 INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche statiche e sismiche riferite all'edificio sito a Migliarino (FE), frazione del comune sparso di Fiscaglia (FE), in c.so Vittorio Emanuele III n. 20/A-B, distinto al foglio n. 35, particella n. 143 del Comune di Fiscaglia (FE).

Figura 1 – Foto aerea di Migliarino (FE) con individuazione dell'edificio (Google Maps)

L'edificio in muratura non risulta attualmente in uso e sottoposto alle disposizioni di tutela contenute nel D. Lgs. 42/2004.

2 NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI

LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

[1] D.M. 17/01/2018 – *Norme tecniche per le costruzioni;*

[2] Circolare n.7, 21/01/2019 – *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni* di cui al D.M. 17 gennaio 2018;

3 DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

L'ex Scuola di Migliarino è costituita da un'unica unità strutturale isolata ed inserita all'interno del contesto edilizio consolidato della città.

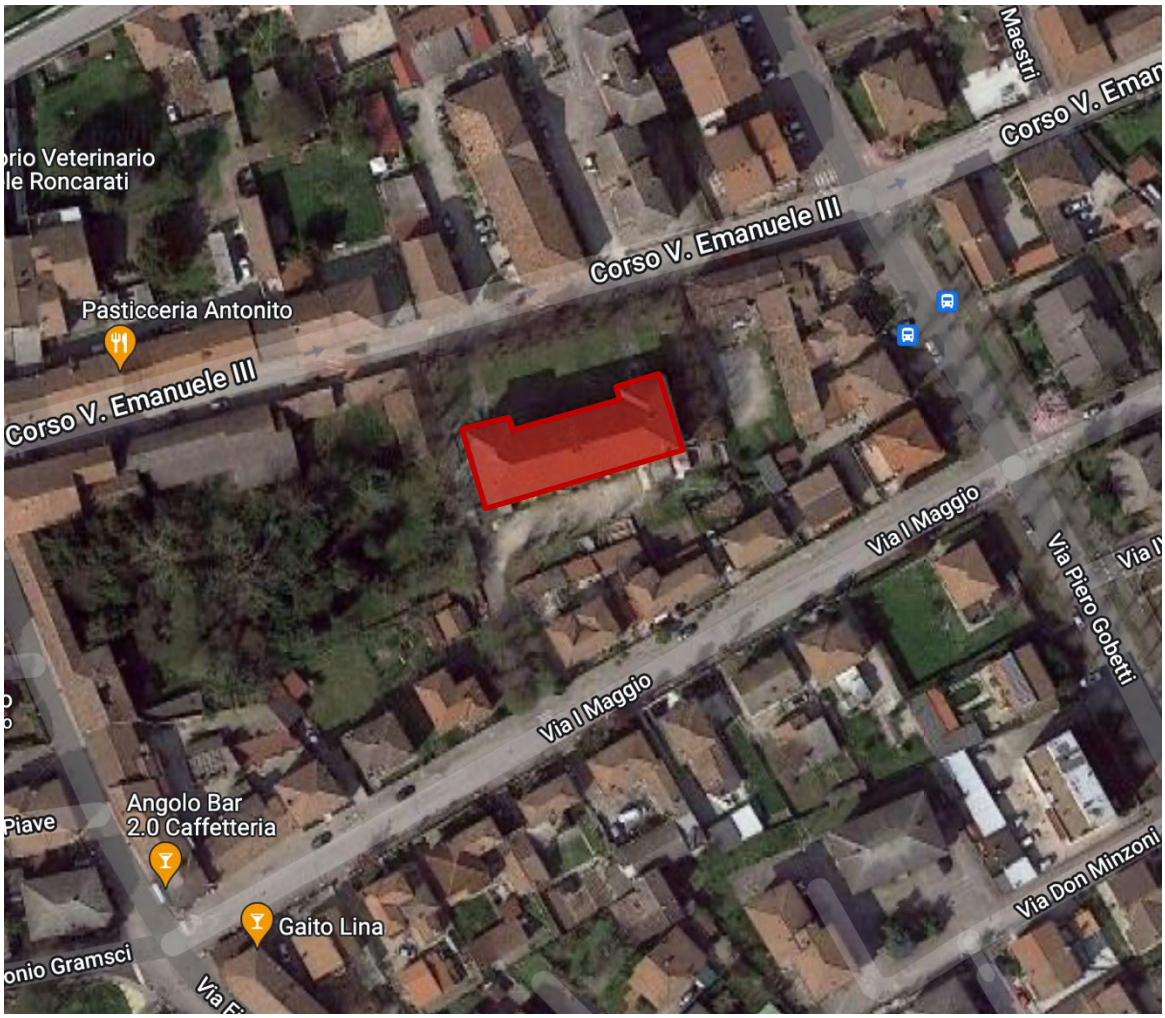


Figura 2 – Individuazione Unità Strutturale

L'edificio, caratterizzato da una struttura in muratura, si sviluppa in pianta con forma pressoché regolare ed in elevazione su due piani fuori terra e copertura lignea a padiglione per un'altezza di circa 13 m. Il suolo di fondazione risulta pianeggiante.

Dalla "Relazione Geologica" redatta dal dott. geol. Thomas Veronese, si evince che l'area in esame è caratterizzato da depositi di canale distributore e di argine. Si rilevano sabbie da medie a fini passanti lateralmente a sedimenti prevalentemente coesivi o trovare puntuali corpi lenticolari di sabbie grossolane. In questa zona del territorio comunale dominano sedimenti alluvionali distali, ovvero intercalazioni di depositi di argille limose, limi e sabbie finissime organizzati in strati decimetrici alternati a livelli torbosi e/o a sostanza organica parzialmente decomposta.

4 CONOSCENZA DEL FABBRICATO

4.1 Descrizione del fabbricato

L'edificio è caratterizzato dalla classica impostazione simmetrica delle scuole del primo novecento a pianta rettangolare con risalti laterali in corrispondenza degli ingressi. La costruzione è caratterizzata da una superfice coperta pari a circa 500 m^2 e un'altezza di colmo di circa 13 m.

Figura 3 – Prospetto Nord-Ovest

Il corpo di fabbrica principale presenta 3 piani fuori terra con altezze di interpiano pari a 4,80 m sebbene, a causa del dislivello del piano di fondazione, i locali a Nord-Ovest risultino parzialmente interrati. Tale livello seminterrato ha un'altezza ridotta pari a 2,40 m.

Le facciate principali sono scandite da un'orditura continua e regolare di ampie finestre dalla forma rettangolare. Il prospetto è trattato con intonaco giallo tenue con effetto bugnato al piano terra e liscio di color porpora al piano primo. Una cornice marcapiano funge da soluzione di continuità tra i due livelli.

Figura 4 – Prospetto Sud-Est

4.2 La struttura in elevazione

La costruzione è costituita da una struttura portante in muratura in mattoni pieni e malta bastarda. Non si riscontra la presenza di un nucleo interno.

Figura 5 – Muratura in mattoni pieni e malta bastarda

Dalle indagini eseguite, sia dal punto di vista qualitativo che meccanico, le caratteristiche tipologico-costruttive della muratura appaiono uniformi per tutta l'estensione dell'edificio e si distinguono esclusivamente per gli spessori murari.

I maschi murari, di spessore variabile da 60 cm a 30 cm al piano terra, presentano una leggera rastremazione in elevazione. L'orizzontalità dei filari e lo sfalsamento dei giunti appare conforme alla

regola dell'arte così come il grado di ammorsamento tra murature ortogonali che risulta correttamente a corsi alternati. I giunti di malta appaiono in buono stato di conservazione e dalle sufficienti caratteristiche meccaniche.

Le caratteristiche meccaniche riscontrate appaiono, inoltre, in perfetto accordo con il range di valori in termini di resistenza e moduli elastici riportati al C8.5.II della Circolare Esplicativa n.7/2019 per la tipologia muraria suddetta.

Sufficiente appare altresì, in numero e spessore, la presenza di muri di spina eccezion fatta per il setto demolito al piano terra e sostituito da una trave in c.a. al fine di realizzare una più ampia sala mensa.

Le aperture, regolari a tutti i livelli, presentano architravi che non manifestano segni di dissesto.

4.3 Gli orizzontamenti

Il primo impalcato con putrelle e voltine in mattoni pieni disposti in foglio. Le putrelle sono della tipologia IPN 140 per i locali del corridoio e IPN 220 per le aree adibite a deposito sotto le aule al piano terra poste ad interasse pari a i=90cm.

Figura 6 – Solaio in putrelle e voltine al piano interrato

Il secondo impalcato è invece realizzato con putrelle IPE200 disposte a interasse i=90cm e laterizi forati. Dalle indagini eseguite non si riscontra la presenza di soletta collaborante all'estradosso a nessun livello. L'orizzontamento al piano primo è costituito da una controsoffittatura con struttura lignea in parte sospesa alla struttura della copertura.

Figura 7 – Dettaglio indagine su solaio piano terra in putrelle e laterizi forati

4.4 Coperture

La copertura dell'edificio è caratterizzata da una doppia falda con testata a padiglione e finitura in coppi. La struttura lignea è costituita da capriate disposte a passo costante, arcarecci e cantonali spingenti in corrispondenza delle testate a padiglione. Il piano dii falda è costituito da travicelli lignei e pianelle in cotto.

Figura 8 – Dettaglio copertura lignea

La copertura, per tutto il suo sviluppo in pianta è protetta da un controsoffitto in legno. Per tale ragione, in fase di redazione del PFTE, non è stato possibile eseguire un accurato rilievo della struttura di copertura, né è possibile prevedere la demolizione del controsoffitto senza la preventiva autorizzazione o nulla osta della soprintendenza.

L'approfondimento del rilievo geometrico e materico della copertura (e delle relative verifiche statiche) deve essere eseguito nelle successive fasi di progettazione o in fase di lavori. **Tale approfondimento è**

a carico dell'impresa. Tuttavia, la porzione di copertura visibile da una piccola botola presente nel controsoffitto si presenta in ottimo stato di conservazione.

5 CAMPAGNA DI INDAGINI

Sulla base di un accurato rilievo geometrico-strutturale, è stata pianificata ed eseguita una esaustiva campagna diagnostica (eseguita dalla società Life srl) al fine di individuare le caratteristiche meccaniche e costruttive dei principali elementi strutturali.

La campagna diagnostica è stata tesa al raggiungimento di un livello di conoscenza sufficientemente accurato del fabbricato. A tal fine, e per sopperire alla sostanziale assenza di elaborati tecnici relativi al fabbricato, sono state pianificate ed effettuate indagini di tipo visivo e saggi estesi in modo sistematico in maniera tale da fornire una chiara descrizione della morfologia e qualità delle murature e degli orizzontamenti, sul rispetto della regola dell'arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello spessore murario e sull'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti.

A partire dai dettagli costruttivi desunti dalle indagini, sono state successivamente pianificate ed eseguite analisi diagnostiche sui materiali in situ e su campioni, di tipo debolmente distruttivo e non distruttivo ai fini della loro caratterizzazione meccanica. In particolare, l'analisi diagnostica, primariamente rivolta alla caratterizzazione meccanica degli elementi murari, ha considerato anche la compresenza di elementi realizzati con altri materiali (solai in acciaio, …) che sono stati indagati con metodologie specifiche.

Con lo scopo di ridurre l'invasività della campagna diagnostica, si è applicato, inoltre, il principio di ripetitività delle caratteristiche per tipologie definite ed individuate in estensione. Infatti, nel caso in cui a seguito dell'indagini visive, sia stato possibile definire una ripetitività delle caratteristiche geometriche e meccaniche di elementi strutturali come solai o maschi murari, è stato limitato l'uso di prove semi-distruttive o debolmente distruttive (quali ad esempio le prove di martinetto, shove-test…) che potrebbero risultare ridondanti proprio per la ripetitività dei risultati su tipologie affini.

Si ritiene che, a valle della campagna diagnostica eseguita, si sia raggiunto un livello di conoscenza pari a LC2 così come definito al §8.5.4 delle NTC2018.

5.1 Indagini sulle strutture

Per ciò che concerne le indagini sulle strutture, sono state eseguite le seguenti analisi:

- saggi della tessitura muraria e degli ammorsamenti al fine di verificare tecnologie costruttive, tessiture e tipologie di materiali, dettagli costruttivi, informazioni qualitative sullo stato di conservazione dei materiali e sulla presenza di difetti costruttivi;
- saggi per il rilievo tipologico degli orizzontamenti e coperture al fine di verificare tecnologie costruttive, tessiture e tipologie di materiali, dettagli costruttivi, informazioni qualitative sullo stato di conservazione dei materiali e sulla presenza di difetti costruttivi;
- indagini endoscopiche sulle murature e solai finalizzate alla determinazione delle stratigrafie del pacchetto di solaio o delle murature, le caratteristiche dei materiali e dell'eventuale presenza di cavità o lesioni interne;

- indagini pacometriche su elementi in cls al fine della determinazione della tipologia e posizionamento delle armature;
- prove con martinetto piatto singolo e prove con martinetto doppio al fine della determinazione diretta della tensione locale di esercizio (martinetto singolo) e delle le caratteristiche meccaniche della muratura (martinetto doppio);
- prove shove-test per la determiinazione della resistenza a taglioi delle murature

5.2 Esito delle indagini

A partire dai saggi della tessitura muraria e degli ammorsamenti e dalle indagini videoendoscopiche effettuate, si è rilevata una struttura muraria caratterizzata da un forte grado di omogeneità tipologica e costruttiva. In particolare, si è riscontrata una muratura in mattoni pieni e malta di sufficiente qualità.

Il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali risulta corretto secondo la regola dell'arte. Non si rileva la presenza di cordoli.

Dal punto di vista meccanico, le prove con martinetti doppi hanno evidenziato una discreta qualità delle caratteristiche meccaniche della muratura in accordo con i valori medi riportati in Tab. C8.5.I della Circolare Esplicativa n.7/2019. Le prove con martinetti singoli hanno posto in evidenza un tasso di lavoro delle murature sufficientemente basso rispetto alle resistenze medie stimate tramite le prove con martinetti doppi.

Gli orizzontamenti appaiono in un buono stato di conservazione e non si osservano particolari condizioni di degrado.

Per ciò che concerne il sistema di fondazione, ai sensi del §8.3 delle NTC2018, NON essendo presenti:

- importanti dissesti attribuibili a cedimenti fondali;
- possibili fenomeni di ribaltamento o scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli;
- possibili fenomeni di liquefazione;

<u>le verifiche specifiche saranno omesse</u>.

6 ANALISI DELLE VULNERABILITA'

A valle della fase conoscitiva, è possibile valutare le possibili criticità statiche e vulnerabilità sismiche dell'edificio in oggetto.

6.1 Analisi della regolarità

L'edificio è irregolare in pianta in quanto:

a) la distribuzione di masse e rigidezze non risulta simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta non è compatta ma la sua forma composita presenta contorni concavi con rientranze caratterizzate da un'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento che supera del 10% l'area dell'orizzontamento;
b) gli orizzontamenti non sono caratterizzati da una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi struttura verticali da potersi assumere che la loro deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche e abbia una resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione. È il caso dei solai in putrelle e voltine in mattoni disposti in foglio.

La costruzione però presenta caratteri di regolarità in altezza in quanto:

a) la scatola muraria che rappresenta il sistema resistente alle azioni orizzontali si estende per tutta l'altezza della costruzione;
b) le masse assunte restano pressoché costanti per ogni livello mentre le rigidezze variano gradualmente senza bruschi cambiamenti dalla base alla sommità;
c) non sono presenti restringimenti della sezione orizzontale della costruzione tra orizzontamenti successivi.

6.2 Classificazione degli elementi strutturali

Si rileva una struttura in muratura in mattoni pieni e malta bastarda dalle pressoché costanti caratteristiche tipologiche e meccaniche rappresenta il principale elemento resistente ai fini sismici.
Gli orizzontamenti, in generale, non posseggono i requisiti di infinita rigidezza nel piano. Le specifiche di ogni tipologia di orizzontamento, dei dettagli e delle stratigrafie si veda l'Allegato "Indagini specialistiche sulle strutture portanti".

6.3 Valutazione delle vulnerabilità

L'edificio presenta un discreto stato di conservazione sebbene alcuni dettagli costruttivi rilevati evidenzino possibili vulnerabilità.

Dal punto di vista statico, si riscontra una buona qualità dell'apparecchiatura muraria che determina caratteristiche meccaniche sufficienti. Gli spessori murari rilevati risultano compatibili con i carichi agenti sulla struttura. Non si riscontrano dissesti dovuti a cedimenti fondali della costruzione.

Da una prima analisi, non si evidenziano vulnerabilità statiche, inoltre, la vulnerabilità statica degli orizzontamenti in acciaio.

Dal punto di vista sismico, l'edificio presenta alcune vulnerabilità. L'irregolarità in pianta influisce negativamente sulla risposta sismica globale generando, potenzialmente, concentrazioni di sforzi in elementi localizzati che potrebbero essere soggetti a danni anche molto rilevanti e non trascurabili dal punto di vista della sicurezza.

La notevole deformabilità degli impalcati, per di più, non consente una sufficiente redistribuzione delle azioni orizzontali. A ciò si aggiunge la notevole riduzione di rigidezza della porzione a SUD causata dall'eliminazione di un intero setto di spina.

Sulla base delle suddette valutazioni ed in conformità alla normativa vigente (NTC2018), si procederà alla verifica della sicurezza dell'edificio soggetto sia ad azioni gravitazionali che sismiche considerando il comportamento globale dello stesso e procedendo a verifiche locali.

In seguito alla sistematica previsione di interventi di adeguamento statico e sismico, sarà successivamente, determinato il livello di sicurezza dello Stato di Progetto.

7 METODOLOGIE DI ANALISI

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018) differenziano la procedura di valutazione della sicurezza per gli edifici esistenti dalla progettazione dei nuovi edifici.

Nel caso di edifici esistenti, la cui struttura sismo-resistente è principalmente riconducibile ad una struttura muratura, la normativa prescrive sia:

i) analisi locali necessarie alla valutazione della vulnerabilità sismica dei possibili meccanismi di collasso;

ii) verifiche sul comportamento strutturale globale.

In effetti, gli edifici esistenti in muratura possono essere soggetti, per effetto dell'azione sismica, a danneggiamenti o collassi parziali della struttura, dovuti principalmente alla perdita dell'equilibrio di singole porzioni murarie, spesso prima del raggiungimento delle resistenze ultime dei setti murari, soggetti a sollecitazioni nel proprio piano, generalmente valutabili mediante modelli strutturali di tipo globale.

Si procede quindi a verificare la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche e, ove rilevante, ai meccanismi di dissesto locale, per azioni sismiche, in particolare quelli per rotazioni fuori dal piano medio della singola parete. Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso considerando le pareti per azioni nel proprio piano medio.

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti in muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al §3.2.1 delle NTC2018, con le precisazioni riportate al §8.3; in particolare, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo per costruzioni in classe IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE. Per la combinazione sismica, le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al §7.3.6. Per la determinazione dell'indice di sicurezza si è scelto di far riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita Umana (SLV).

L'insieme delle informazioni derivanti dalla verifica locale e dalla modellazione globale fornisce i mezzi per una valutazione complessiva che rispecchi in maniera soddisfacente il reale comportamento dell'edificio.

Per quanto riguarda le verifiche globali le Norme Tecniche propongono, nella sezione dei metodi di analisi e criteri di verifica sismica, quattro diversi tipi di approccio possibili.

Le procedure si dividono in lineari e non lineari:

1. analisi statica lineare (LSA);
2. analisi dinamica lineare (LDA);
3. analisi statica non lineare (NSA – PUSHOVER);
4. analisi dinamica non lineare (NDA).

Le procedure lineari sottendono l'impiego di una legge comportamentale dei materiali di tipo elastico, mentre le procedure non lineari considerano generalmente una modellazione elasto-plastica della struttura, che permette di considerare non linearità di materiale e geometriche.

In ottemperanza alle richieste normative, nel caso in esame si è ritenuto opportuno effettuare **analisi e verifiche al sisma utilizzando un modello globale tridimensionale dell'edificio di tipo dissipativo**

con legami costitutivi non lineari attraverso il quale effettuare un'analisi incrementale a collasso (pushover).

Per quanto concerne lo studio dei meccanismi di collasso fuori piano, si è proceduti all'analisi utilizzando l'approccio cinematico lineare dell'Analisi Limite che si basa sulla valutazione dell'azione orizzontale che in grado di attivare un determinato cinematismo; la verifica consiste nel confronto tra l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo e la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse.

Le verifiche statiche sono state eseguite a partire dagli approcci contenuti all'interno del §4 delle NTC2018 al variare della tipologia di elemento (maschio murario, elementi in acciaio…).

7.1 Valutazione del livello di sicurezza

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, ai sensi del §8.3 delle NTC 2018, deve essere effettuata in rapporto quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (capacità) e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. Il parametro di confronto dell'azione sismica adottato per la definizione di ζ_E è l'accelerazione al suolo a_g S; la valutazione della sicurezza è stata determinata confrontando la capacità della struttura con la domanda sismica del sito per i differenti stati limite.

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

7.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Il livello di sicurezza dell'edificio nello Stato di Fatto sarà valutato mediante analisi semplificate condotte in accordo con i dettami della Scienza delle Costruzioni e analisi effettuate tramite codici commerciali di calcolo automatico di comprovata validità.

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

- *3Muri - S.T.A. DATA*

Programma di calcolo strutturale per edifici in muratura della STA DATA. Esegue il calcolo di strutture spaziali utilizzando il modello a "telaio equivalente", nel rispetto delle indicazioni normative del D.M. 2018.

Il programma utilizza il metodo di calcolo FME (Frame by Macro Element) che schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da macroelementi strutturali (murature, travi. Catene, solai, pilastri, setti), permettendo di cogliere il comportamento sismico della struttura.

Seguendo le indicazioni della Normativa, la risposta strutturale è descritta in termini di spostamenti piuttosto che di forze, tenuto conto della maggiore sensibilità del danneggiamento agli spostamenti imposti. L'analisi statica non lineare (pushover) caratterizza il sistema sismico resistente tramite curve di capacità.

Sigla:	3MURI
Produzione e distribuzione:	S.T.A. DATA srl Corso Raffaello, 12 10126 TORINO (TO) tel. 0116699345 fax 0116699375 internet: http://www.stadata.com e.mail: info@stadata.com
Autori:	Prodotto: S.T.A. DATA srl Motore di calcolo: Responsabile Prof. Ing. Sergio LAGOMARSINO Prof. Ing. Serena CATTARI Prof. Ing. Andrea PENNA Ing. Alessandro GALASCO
Versione:	12.6.2.1
Numero Licenza:	(051073) ARCHLIVING SRL

- *PROFILI V6*

  Software di libera distribuzione per le verifiche delle sezioni in acciaio e di sezioni miste acciaio - c.a., sviluppato dal Prof. Ing. P. Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Brescia.

- *Tecnaria travi Miste Acciaio-Calcestruzzo versione 5.0.1.2*

  Software di libera distribuzione per le verifiche delle sezioni miste acciaio - c.a secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17-01-2018

- *FTool versione 4.0*

  Software di libera distribuzione per l'analisi lineare di telai piani.

- *Fogli di calcolo Excel di comprovata validità*

8 CRITERI DI MODELLAZIONE

8.1 Modello globale

La modellazione dell'edificio è stata realizzata mediante un modello a telaio equivalente per il quale le pareti vengono discretizzate in macroelementi rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La scelta di tale modello è scaturita dall'osservazione delle caratteristiche tipologiche dell'edificio che, essendo connotato da una sostanziale regolarità delle forometrie, ben si presta alla sua schematizzazione a telaio.

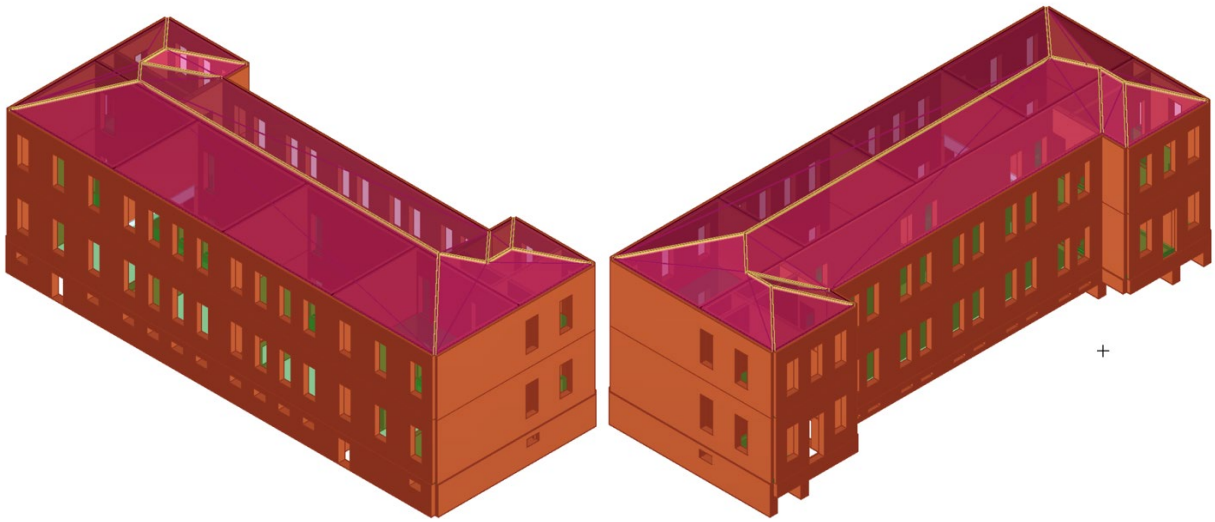


Figura 9 – Vista del modello strutturale 3D

L'impiego del suddetto modello permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete).

Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

I solai, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y), sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1. E_2 è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{2,1}$ il modulo di elasticità tangenziale. E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine $G_{2,1}$ rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti. Gli impalcati possono, altresì, essere modellati come infinitamente rigidi nel proprio piano.

L'elemento solaio, collegato ai nodi tridimensionali, giacché ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le varie pareti in proporzione alla loro rigidezza ed in funzione della propria, conferisce al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale funzionamento strutturale.
In tal senso, gli orizzontamenti presenti, ancorché privi di opportuni collegamenti alle murature perimetrali, sono stati modellati, allo stato di fatto, come deformabili a causa della compresenza di orizzontamenti di diversa tipologia che non presentavano caratteristiche di infinita rigidezza nel piano.
Inoltre, si è volutamente trascurato l'incremento di rigidezza offerto dagli elementi appartenenti al tetto che sono stati modellati esclusivamente come masse.

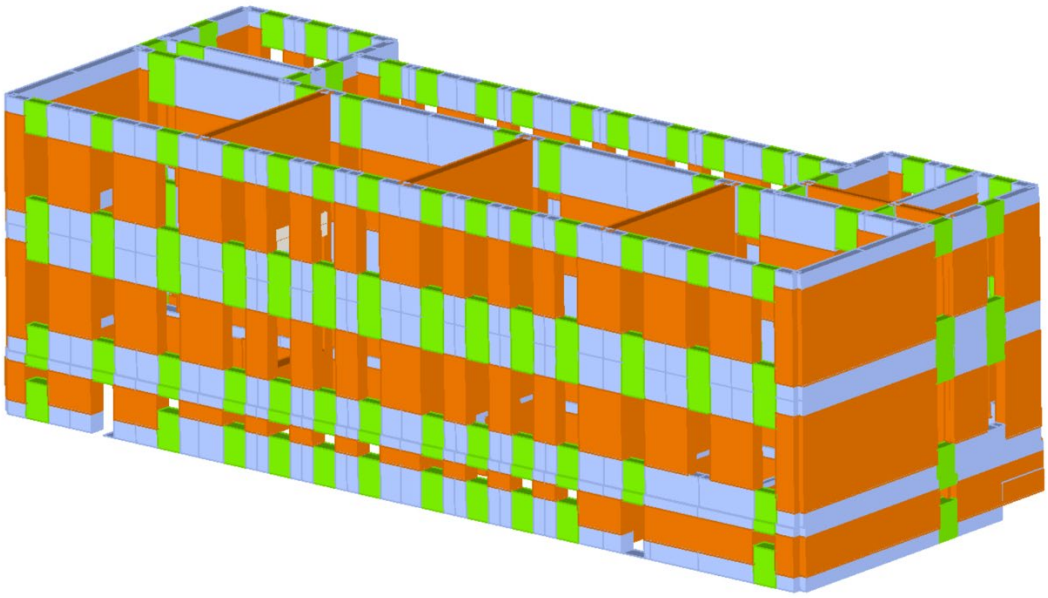


Figura 10 – Vista mesh 3D del modello a telaio equivalente

Per ciò che concerne la modellazione delle non linearità dei materiali, le proprietà meccaniche del materiale muratura utilizzate per definirne il campo non lineare sono:

- Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δ_u) differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello;
- Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento delle condizioni limite senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di resistenza pressoflessione e taglio.

Il comportamento dei maschi murari associati ai meccanismi di taglio e pressoflessione può essere descritto attraverso diversi tratti che rappresentano i progressivi livelli di danno.

- *Maschio con meccanismo a taglio*

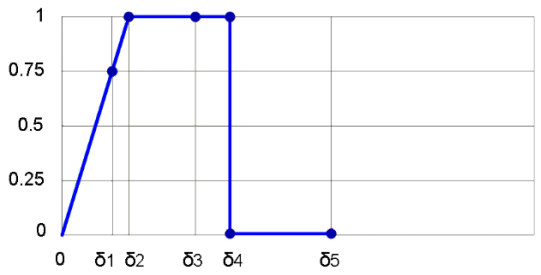


Figura 11 – Comportamento a taglio dei maschi murari

Il comportamento del maschio murario a taglio si può descrivere attraverso i seguenti tratti, rappresentativi dei progressivi livelli di danno relativi al diagramma precedente:

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per taglio
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per taglio
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per taglio
$\delta_5 - \infty$	crisi grave

- *Maschio con meccanismo a pressoflessione*

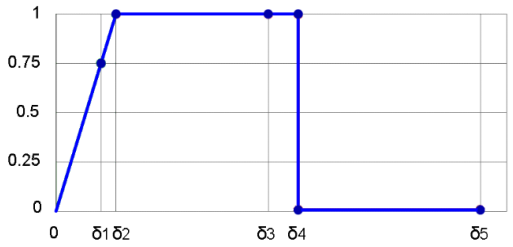


Figura 12 – Comportamento a pressoflessione dei maschi murari

Il comportamento del maschio murario pressoflessione, invece, si può descrivere attraverso i seguenti tratti:

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per pressoflessione
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per pressoflessione
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per pressoflessione
$\delta_5 - \infty$	crisi grave

Alcuni tra questi livelli di rottura sono necessari per descrivere con maggiore cura il progredire della crisi permettendo una più accurata previsione degli interventi e del livello di degrado della muratura:

- Incipiente plasticità: Quando un elemento si trova ancora in campo elastico ma è prossimo alla plasticità;
- Incipiente rottura: Quando un elemento è in campo plastico ma è prossimo alla rottura;

- Crisi grave: Quando in seguito alla rottura dell'elemento le deformazioni diventano talmente significative da poter generare un crollo locale.

Il software mette a disposizione tre categorie di legame:

- Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare);
- Con resistenza pari al valore residuo (Legame bilineare);
- Priva di resistenza residua.

Tra queste, la categoria di legame utilizzata nella modellazione è il legame con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare) rappresentato in figura.

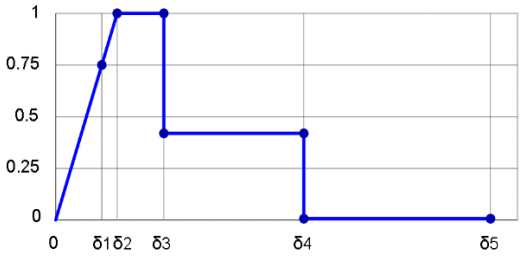


Figura 13 – Comportamento fascia di piano

Questo tipo di legame è definito nella circolare al §C8.7.1.3.1 assumendo:

- δ_1: $0.75 \cdot \delta_2$
- δ_2: deformazione in corrispondenza del limite elastico definito dalla rigidezza e resistenza limite
- δ_3: 0.005
- δ_4: 0.015
- δ_5: $2 \cdot \delta_4$

La deformazione δ_5 rappresenta lo stato di "crisi grave" non direttamente richiesta nella normativa ma utile come avviso per il progettista.

9 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, si ritiene raggiunto il Livello di Conoscenza LC3 essendo stata effettuata l'analisi storico-critica come descritta al §C8.5.1, il rilievo geometrico completo ed accurato in ogni sua parte, verifiche estese ed esaustive sui dettagli costruttivi come descritto al §C8.5.2, e indagini esaustive sulle caratteristiche meccaniche della muratura, come descritto al §C8.5.3. A vantaggio di sicurezza, per i parametri meccanici relativi agli altri materiali presenti, il fattore di confidenza è stato definito coerentemente con le corrispondenti prove effettuate.

9.1 Muratura esistente

Per ciò che concerne la muratura in mattoni pieni e malta di bastarda che costituisce la scatola muraria dell'edificio, i valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tab. C8.5.I sono stati aggiornati sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito. In accordo con il §C8.5.4.1, considerato il generico parametro χ, una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo in tabella con le formule seguenti:

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

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

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

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

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

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	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

Tabella 1 Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura (Tab. C8.5.I - Circolare n.7/2019)

Nel determinare la stima aggiornata del valore medio del parametro meccanico, il coefficiente κ rappresenta il peso relativo della distribuzione a-priori (associata ai parametri della Tab. C8.5.I) rispetto alle prove sperimentali. I valori del coefficiente κ suggerti per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici per le prove con martinetto piatto doppio sono riportati in Tab. C8.5.III.

Metodo di prova	Parametro	κ
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	τ_0 - f_{v0}	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	τ_0	1
Prova di taglio diretto sul giunto	f_{v0}	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	f_b, f_m, f_g	2

Tabella 2 Valori del coefficiente k per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici, secondo l'equazione [C8.5.4.3], con riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà meccaniche della muratura (Tab. C8.5.III - Circolare n.7/2019)

I criteri di resistenza da utilizzare differiscono a seconda della tipologia muraria. In particolare, ai fini delle analisi non lineari, date le caratteristiche tipologiche e meccaniche della muratura, è stato adottato il seguite criterio:

- *Mohr-Coulomb* | *Mann-Muller*: per le murature esistenti in mattoni pieni.

Si riportano, di seguito, i valori dei parametri meccanici utilizzati per le verifiche:

Nome	E [N/mm²]	Eh [N/mm²]	G [N/mm²]	Peso specifico [kN/m³]	fm [N/cm²]	τ [N/cm²]	fv_0 [N/cm²]	FC	γ_m
Mattoni Pieni e Malta di Calce	1768	1768	719	18	284,00	-	27,00	1,00	3,00

Tabella 3 Valori dei parametri meccanici della muratura utilizzati nelle verifiche

Ai soli fini della verifica sismica, come previsto al Paragrafo 7.8.1 del D.M. 17/01/2018, si adotta un coefficiente parziale di sicurezza γ_M=2,0.

9.2 Acciaio da carpenteria

Per gli elementi esistenti in acciaio si è assunto, in maniera conservativa, un acciaio S235 (Fe360)

Nome	E [N/mm²]	G [N/mm²]	Peso specifico [kN/m³]	f_{yk} [N/mm²]	f_{yk} [N/mm²]	γ_s
Acciaio esistente S235	210.000	80.769	78,5	235	360	1,05

Tabella 4 Valori dei parametri meccanici dell'acciaio da carpenteria

10 PARAMETRI DI PROGETTO

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione ordinaria, mantenga specifici livelli prestazionali. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella *Tab. 2.4.I* del D.M. 17/01/2018 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

	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

Tabella 5 Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per diversi tipi di costruzioni (Tab. 2.4.I del D.M.17.01.2018)

Si assume una **Vita Nominale pari a V_N = 50 anni**.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si assume una **Classe d'uso II**, così definita ai sensi del §2.4.2 del D.M. 17/01/2018:

– *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 II o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II del D.M. 17/01/2018 di seguito riportata:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 6 Valori del coefficiente d'uso C_U (Tab. 2.4.II del D.M. 17/01/2018)

I parametri di progetto per la definizione dell'azione sismica sono i seguenti:

- *Vita nominale* = 50 anni
- *Classe d'uso* = II
- *Periodo di riferimento*: V_R = 50 anni
- *Categoria sottosuolo* = D
- *Categoria topografica* = T1
- *Zona sismica* = 0.124 g (SLV)
- *Latitudine* = 44,7713° N
- *Longitudine* = 11,9357° E
- *Altitudine* = 2m

11 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite il D.M.17.01.2018 definisce le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- **Combinazione caratteristica** (**rara**), generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) irreversibili**, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 del D.M.17.01.2018

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ \dots$$

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

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ \dots$$

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

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (rif.par.3.2 NTC2018):

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ \dots$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (rif.par.3.6 NTC2018):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ \dots$$

Nelle combinazioni per SLE vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, nel caso, i carichi G_2. Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{oi} e dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono riportate nelle tabelle seguenti.

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

Tabella 7 Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I delle NTC 2018)

Nei calcoli si sono considerati i seguenti coefficienti parziali per le azioni:

- $\gamma_{G1}=\gamma_{G2} = 1.3$
- $\gamma_{Q}=1.5$

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
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_{Qi}	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.

Tabella 8 Valori dei coefficienti parziali di sicurezza (Tab. 2.6.I delle NTC 2018)

12 ANALISI DEI CARICHI

12.1 Carichi permanenti

L'analisi dei carichi permanenti, relativa sia ai pesi propri degli elementi strutturali sia pesi propri dei materiali non strutturali, a partire dalle stratigrafie e dai dettagli costruttivi rilevati in situ, è stata effettuata per ogni singolo solaio e copertura. In accordo con il §3.1.3 delle NTC 2018, il peso proprio degli elementi divisori interni è stato ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito. In particolare, ai fini della stima del carico esercitato da divisori, è stato considerato un G_{2k}=1,20 kN/m^2.

I valori dei carichi permanenti allo stato di fatto sono riportati nella tabella seguente:

SOLAIO	INDAGINE	G_{1k} [kN/m^2]	G_{2k} [kN/m^2]
S1.01	ID5	1,73	2,24
S1.02	ID6	3,14	2,24
S2.01	ID11	2,24	2,24
S2.02	ID10	2,24	2,24
Controsoffitto	-	0,30	-

Tabella 9 Tabella riassuntiva carichi permanenti G_k – Stato di Fatto

Si rimanda all'elaborato "Fascicolo dei calcoli" per ulteriori dettagli.

12.2 Sovraccarichi

Ai fini delle verifiche svolte si è fatto riferimento, per la definizione dei sovraccarichi variabili, alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018). I sovraccarichi assunti nelle verifiche sono quelli previsti per la Categoria A "Ambienti ad uso residenziale":

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	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

Tabella 10 Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni (Tab. 3.1.II delle NTC 2018)

12.3 Azione del Vento

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

2) Emilia Romagna

Classe di rugosità del terreno:

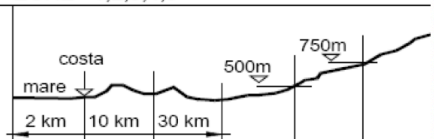
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	2	[m]
Distanza dalla costa	30	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	III	

ZONE 1,2,3,4,5

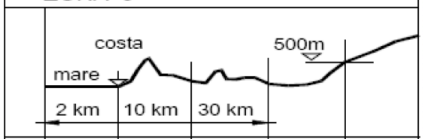


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

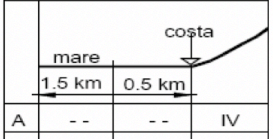
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9

A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

La copertura è curva: **no**

H di colmo **14,50 m**

Direzione del vento→

H di gronda

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
2	25	750	0,45	1,000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 25,00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1,00

v_r (velocità di riferimento) 25,02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qr 391,20 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8] c_d **1,00**

Il coefficiente topografico vale: c_t **1,00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

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

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

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0,20	0,10	5,00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1,71**	z < 5,00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**2,26**	Area del tracciato
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**2,38**	z = 14,50

Coefficiente di forma

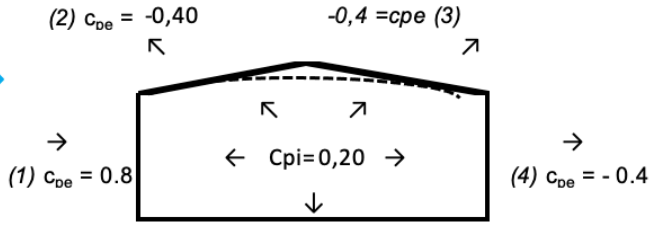
Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

Configurazione più svantaggiosa

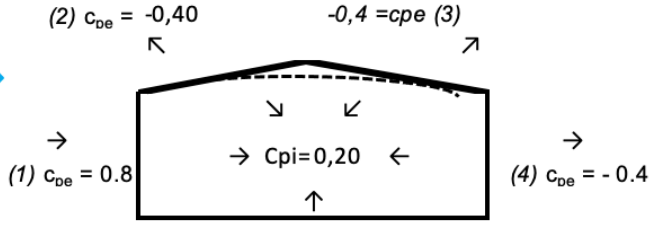
Configurazione A

	c_p
(1) parete sopravento	0,60
(2) copertura sopravento	-0,60
(3) copertura sottovento	-0,60
(4) parete sottovento	-0,60



Configurazione A

	c_p
(1) parete sopravento	1,00
(2) copertura sopravento	-0,20
(3) copertura sottovento	-0,20
(4) parete sottovento	-0,20



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

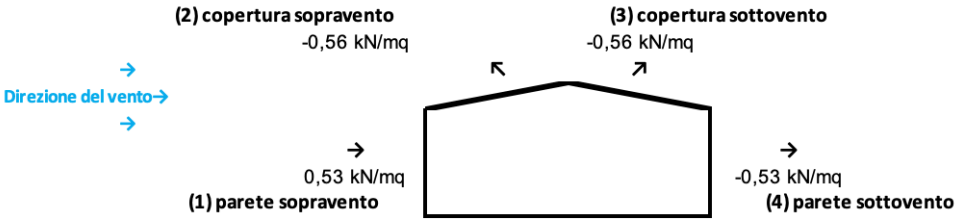
Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$

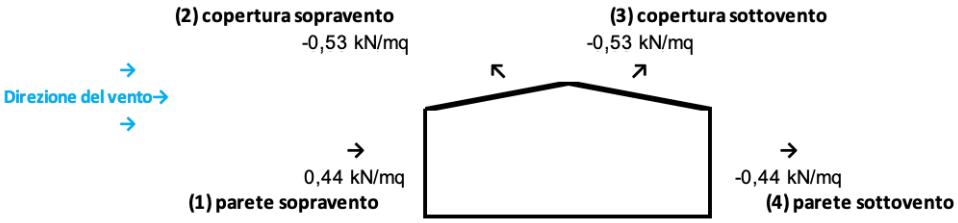
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0,391	1,00	1,00	2,257	0,60	0,53
(2) cop. sopravent.	0,391	1,00	1,00	2,384	-0,60	-0,56
(3) cop. Sottovent.	0,391	1,00	1,00	2,384	-0,60	-0,56
(4) par. sottovent.	0,391	1,00	1,00	2,257	-0,60	-0,53



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



12.4 Azione della Neve

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

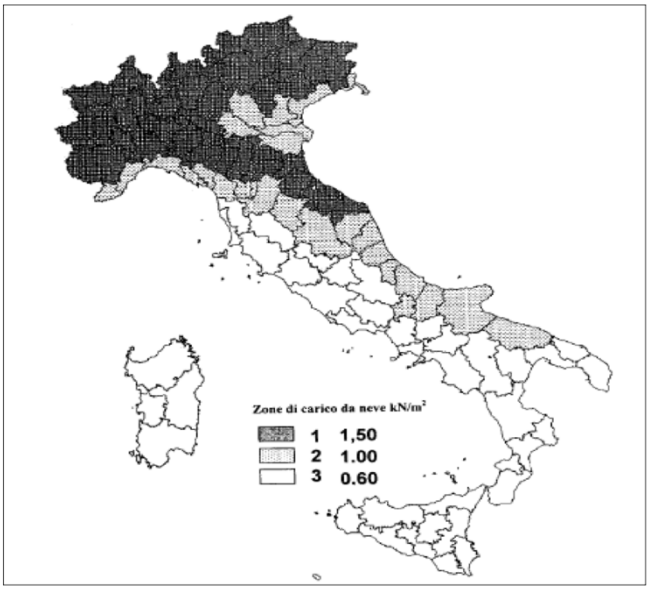
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

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

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)



Valore carratteristicio della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	2
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,00

Coefficiente termico

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

Coefficiente di esposizione

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

Valore del carico della neve al suolo

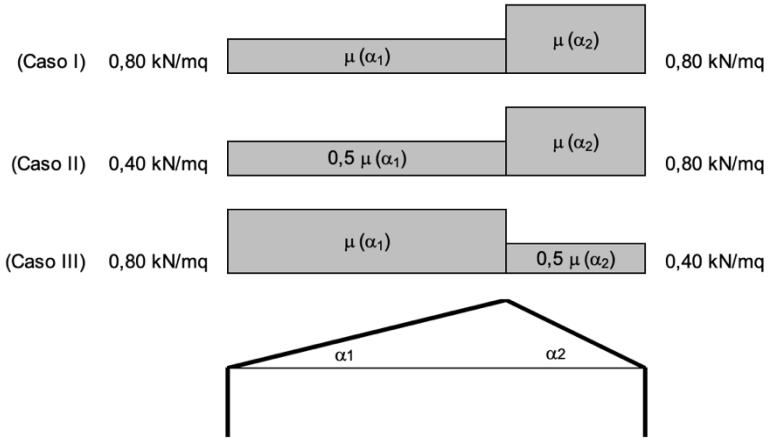
q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,00

Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	16
α_2 (inclinazione falda [°])	16

$\mu(\alpha_1)$	0,8

$\mu(\alpha_2)$	0,8



12.5 Azione sismica

Per ciò che concerne la modellazione dell'azione sismica, dalla "*Relazione geologica*", del 05/05/2020, redatta dal dott. geol. Thomas Veronese, il sito è classificato sismicamente come:

- Categoria di suolo D: "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."
- Categoria topografica T1 a cui corrisponde un coefficiente S_T=1,0 (Tabella 3.2.V NTC-2018).

Esso presenta, in accordo con la procedura prevista dalle NTC 2018, i seguenti parametri sismici con i relativi spettri di risposta elastici, che ne definiscono la *pericolosità sismica di base*:

	SLC	SLV	SLD	SLO
A_g [g]	0,165	0,124	0,044	0,036
F_0	2,574	2,605	2,515	2,538
T_c^* [s]	0,281	0,277	0,279	0,253
T_r	975	475	50	30
S_s	1,80	1,80	1,80	1,80
T_b [s]	0,22	0,22	0,22	0,21
T_c [s]	0,66	0,66	0,66	0,63
T_d [s]	2,27	2,10	1,78	1,74

Tabella 11 Parametri sismici del sito NTC 2018

dove:

- a_g = accelerazione massima orizzontale al suolo;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocita costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Come riportato nelle NTC 2018 al §3.2.3.2 - "Spettro di risposta elastico in accelerazione, l'accelerazione orizzontale massima al sito per una determinata categoria di terreno è pari a $a_g \cdot S$, in cui $S = S_S \cdot S_T$ (S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica Tabella 3.2.IV NTC-18; S_T = coefficiente di amplificazione topografica Tabella 3.2.V NTC-18). Si possono quindi determinare i parametri per la costruzione dello spettro elastico relativi al sito in questione. Nello specifico S_S=1,80 ed S_T=1,0 a cui corrisponde un coefficiente S=1,80.

13 VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA STATICO

13.1 Verifica delle murature

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto fra il valore del carico verticale agente ed il carico verticale resistente. Questa valutazione viene effettuata prendendo in esame i valori di snellezza ed eccentricità [Norme Tecniche 2018 §4.5.6].

Snellezza della muratura

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al § 4.5.4. delle NTC2018.

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

h_0 lunghezza libera di inflessione del muro $h_0 = \rho \cdot h$;

t spessore del muro;

h l'altezza interna di piano;

ρ il fattore laterale di vincolo (si è assunto $\rho=1$)

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

$$h_0/t < 20$$

Eccentricità dei carichi

La verifica di eccentricità è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC2018.

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;

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

$e_2 = e_1/2 + | e_v |$;

e_s eccentricità totale dei carichi verticali;

e_a eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione $e_a = h/200$;

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

Verifica a carichi verticali

La verifica ai carichi verticali è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC2018.

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 $N_r = \Phi \cdot f_d \cdot A$;

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. Riportiamo nel seguito i dettagli di verifica per le singole pareti.
Tutte le verifiche vengono eseguite mediante le combinazioni dei carichi statici, in base a quanto prescritto dalla normativa vigente e quindi, secondo quanto riportato nel §3.2. e §3.3.

- *Risultati – Stato di Fatto*

Si riportano, di seguito, i risultati relativi ai setti murari principali allo stato di fatto. Si rimanda all'Allegato "Fascicolo dei Calcoli" per una completa visione dei risultati.

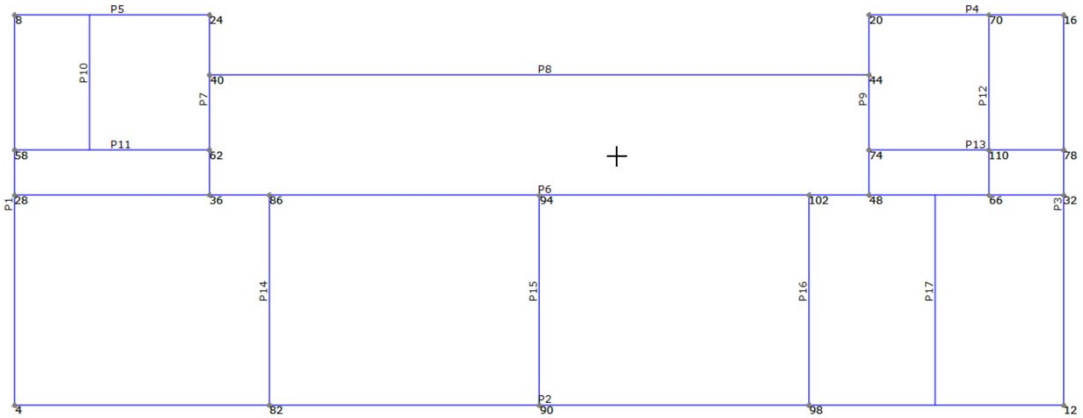


Figura 14 – Schema strutturale e nomenclatura pareti

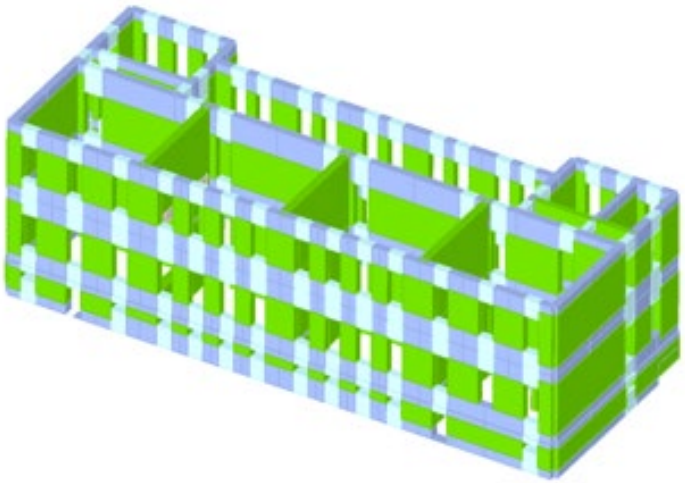


Figura 15 – Vista 3d del modello strutturale

Parete	*Maschi rotti*	*Nd/Nr Max*	*h0/t Max*	*e1/t Max*	*e2/t Max*
1	0	0,65	10,67	0,099	0,053
2	0	0,99	10,67	0,151	0,069
3	0	0,66	10,67	0,092	0,053
4	0	0,59	10,67	0,198	0,085
5	0	0,60	10,67	0,199	0,085
6	0	0,86	10,67	0,123	0,056
7	0	0,78	10,67	0,149	0,065
8	0	0,84	10,67	0,147	0,060
9	0	0,58	10,67	0,143	0,063
10	0	0,59	16,00	0,101	0,080
11	0	0,64	16,00	0,121	0,080
12	0	0,68	16,00	0,092	0,080
13	0	0,61	16,00	0,080	0,080
14	0	0,55	10,67	0,053	0,053
15	0	0,49	10,67	0,171	0,068
16	0	0,38	10,67	0,053	0,053
17	0	0,21	7,50	0,038	0,038

Tabella 12 Risultati per parete dell'analisi statica

Le **verifiche statiche** sono soddisfatte per tutti i maschi murari. In particolare, i maschi murari al piano seminterrato risultano verificati e livelli di sollecitazione appaiono compatibili con quelli misurati tramite prove con martinetto singolo.

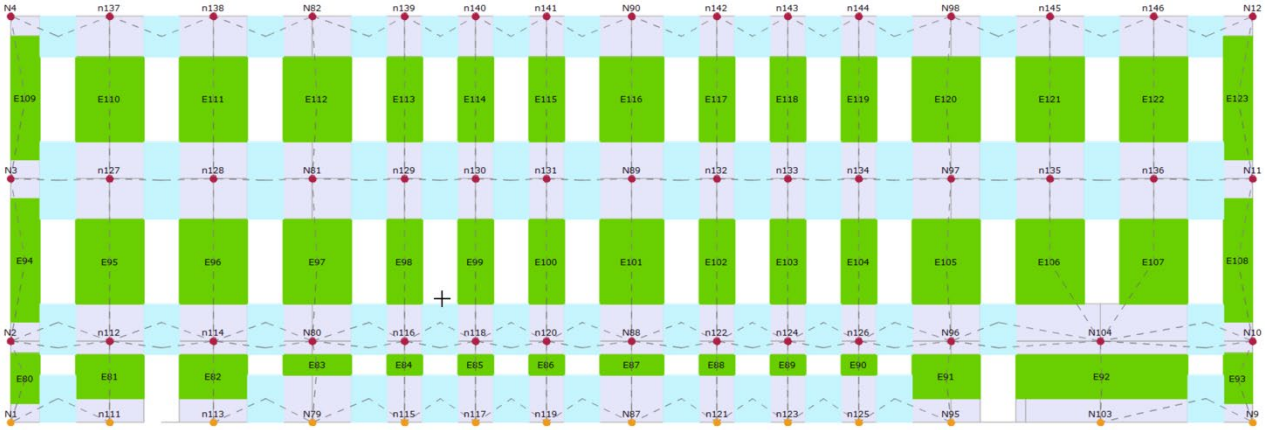


Figura 16 – Sollecitazioni Parete P2 | Prospetto Sud-Est

Si riportano, in Figura 16, 17 e 18, le rappresentazioni grafiche delle pareti più sollecitate corrispondenti ai prospetti Sud-Est e Nord-Ovest e al muro di spina longitudinale

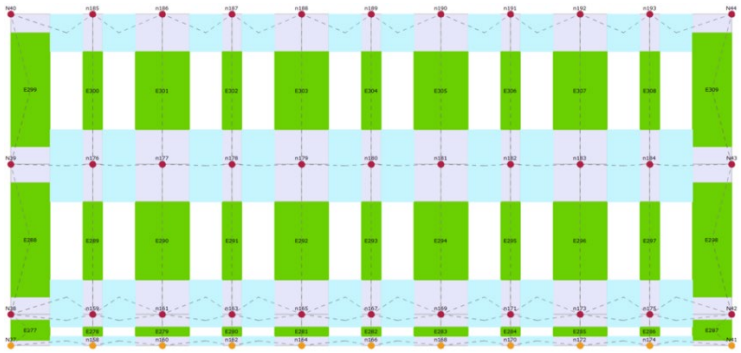


Figura 17 – Sollecitazioni Parete P8 | Prospetto Nord-Ovest

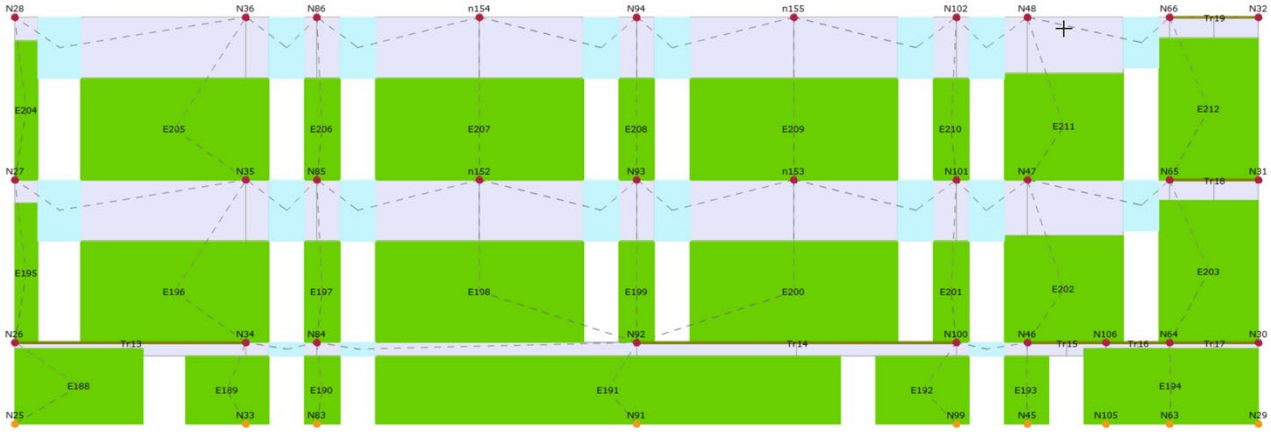


Figura 18 – Sollecitazioni Parete P6 | Muro di spina longitudinale

Il livello di sicurezza calcolato ζ_v **>1.**

13.2 Verifica orizzontamenti

L'edificio è caratterizzato da solai in putrelle e voltine al piano seminterrato e putrelle e laterizi al piano terra.

Tutti gli orizzontamenti sono stati verificati in accordo con gli approcci contenuti nel §4 delle NTC 2018.

Si riporta, di seguito, una sintesi delle verifiche. Si rimanda all'Allegato "Fascicolo dei calcoli" per i dettagli.

SOLAIO	INDAGINE DI RIFERIMENTO	G_{1k} [kN/m^2]	G_{2k} [kN/m^2]	Q [kN/m^2]	LUCE [m]	VERIFICA A FLESSIONE	VERIFICA A TAGLIO	$\zeta_{v,i}$ [-]
S1.01	ID5	1,73	2,24	2,00	4,10	OK	OK	2,02
S1.02	ID6	3,14	2,24	2,00	6,85	OK	OK	2,24
S2.01	ID11	2,24	2,24	2,00	4,20	OK	OK	9,02
S2.02	ID10	2,24	2,24	2,00	7,05	OK	OK	1,01

Tabella 13 Risultati verifica statica orizzontamenti

13.3 Sintesi dei risultati

Le verifiche relative allo SLU per carichi gravitazionali hanno mostrato una risposta soddisfacente del fabbricato.

L'indicatore ζ_v, calcolato per ogni campo di solaio, risulta più gravoso per il solaio S2.02 e pari comunque a:

$$\zeta_v > 1$$

Rispetto alle azioni gravitazionali, i maschi murari soddisfano, nel complesso, i requisiti attesi. Il livello di sicurezza più basso è pari a:

$$\zeta_v > 1$$

14 VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICO

La valutazione dell'indice di sicurezza sismico della costruzione è stata condotta attraverso l'analisi dei possibili meccanismi locali e successivamente attraverso l'analisi globale della struttura utilizzando un modello tridimensionale a telaio equivalente.

14.1 Analisi dei cinematismi locali

Gli edifici esistenti in muratura possono essere soggetti, per cause sismiche, a danneggiamenti o collassi parziali della struttura, dovuti principalmente alla perdita dell'equilibrio di porzioni murarie. L'articolazione di porzioni murarie in catene cinematiche ossia in un insieme di blocchi murari tra loro collegati attraverso vincoli interni (sconnessioni quali ad esempio cerniere o bielle che lasciano liberi uno o più gradi di libertà), è da attribuirsi primariamente alla scarsa resistenza a trazione della muratura ed è attivata principalmente per effetto di azioni ortogonali alla parete; si parla in questo caso di *meccanismo fuori piano*.

Le ipotesi costitutive della muratura tradizionalmente adottate per l'analisi di questo tipo di meccanismi locali sono:

- Resistenza a trazione nulla;
- Resistenza a compressione infinita;
- Nessuno scorrimento mutuo tra i blocchi.

Ciò implica che l'analisi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Con riferimento ai meccanismi locali di corpo rigido, le verifiche possono essere svolte applicando il Teorema Cinematico dell'Analisi Limite che si basa, assegnato un determinato meccanismo di collasso, sulla valutazione del moltiplicatore dei carichi orizzontali che attiva tale cinematismo. La valutazione di tale moltiplicatore è effettuata attraverso l'approccio cinematico lineare. Il moltiplicatore così ottenuto rappresenta, per il Teorema Cinematico dell'Analisi Limite, un maggiorante del moltiplicatore di collasso della struttura.

L'applicazione del suddetto metodo di verifica presuppone, quindi, l'analisi di tutti i meccanismi ritenuti significativi per la costruzione al fine di una migliore stima dall'alto del moltiplicatore di collasso della costruzione. Coerentemente con le indicazioni contenute al §C8.7.1.2, i meccanismi da valutare 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. Le forme ricorrenti con cui i meccanismi locali si manifestano, identificate per le diverse tipologie di edifici in base alle esperienze maturate nel passato, sono riportate su linee guida e pubblicazioni scientifiche[1].

---

[1] Milano L., Mannella A., Morisi C., Martinelli A. (2009). "*Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*", Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, Consorzio Reluis – Protezione Civile

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-esimaforma 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.

<u>Stato limite di Danno (SLD)</u>

Nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è obbligatoria.

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:

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

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

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:

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

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

I principali meccanismi analizzati, tenuto conto del grado di connessione limitato degli orizzontamenti e dell'assenza di cordoli in sommità, in riferimento all'*Allegato delle linee guida per la riparazione ed il rafforzamento di elementi strutturali* redatto dalla Protezione Civile Nazionale e dalla Reluis, sono di seguito riportati:

- *Risultati – Stato di Fatto*

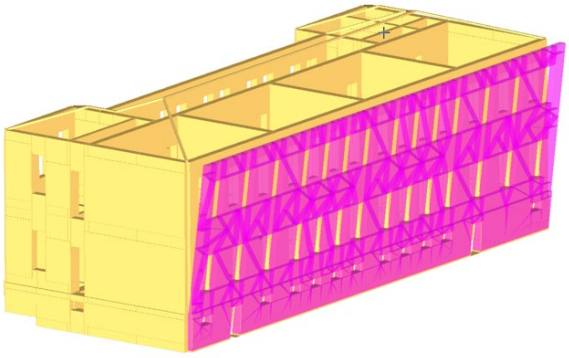
a) Ribaltamento semplice di parete

"Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano".

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
1	1.842	0	555	-312.243	2

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	2	0

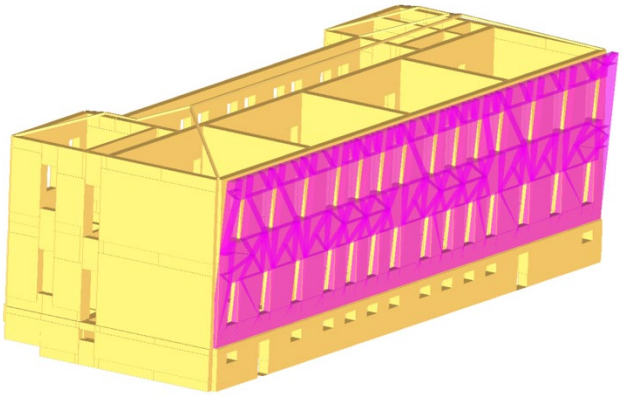
Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,061
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	1,3003
$a_z(z)$ (SLV) [m/s^2]	2,2161
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,59**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	0,6501
$a_z(z)$ (SLD) [m/s^2]	0,7893
Coefficiente sicurezza (SLD)	**0,82**



Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
2	1.838	0	721	--226.233	2

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	240	2	0

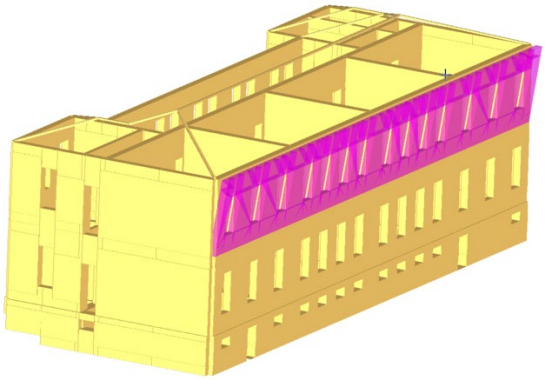
Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,043
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	0,8035
$a_z(z)$ (SLV) [m/s^2]	2,2161
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,36**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	0,4017
$a_z(z)$ (SLD) [m/s^2]	0,7893
Coefficiente sicurezza (SLD)	**0,51**



Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
3	1.838	0	961	-113.117	2

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	720	2	0

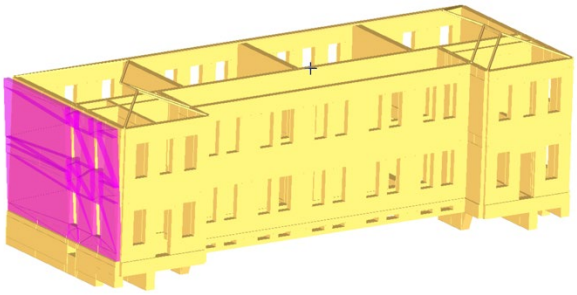
Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,075
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	1,4022
a_z(z) (SLV) [m/s^2]	4,4448
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,32**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	0,7011
a_z(z) (SLD) [m/s^2]	1,5283
Coefficiente sicurezza (SLD)	**0,46**



Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
24	658	0	720	-97.637	3

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	240	3	0

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,039
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	0,7179
a_z(z) (SLV) [m/s^2]	2,2161
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,32**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	0,3589
a_z(z) (SLD) [m/s^2]	0,7893
Coefficiente sicurezza (SLD)	**0,45**



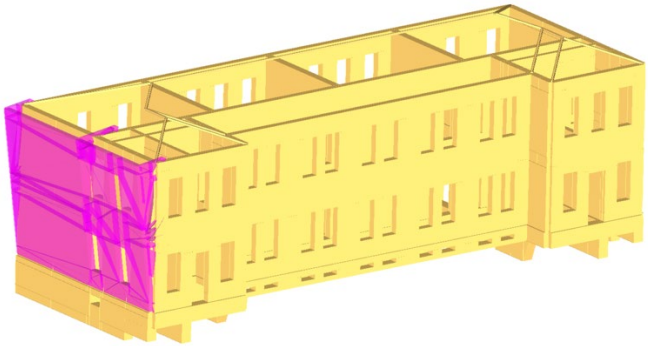
b) Ribaltamento composto di parete

"Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento".

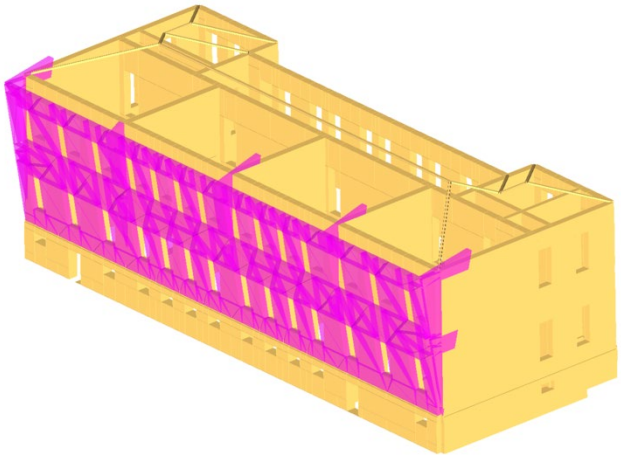
Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
30	0	55	768	-7.605	2
29	658	0	720	-97.637	3
31	1.365	55	788	-7.605	4
32	735	98	880	-11.431	6

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	240	3	0

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,065
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	1,1792
a_z(z) (SLV) [m/s^2]	2,2161
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,53**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	0,5896
a_z(z) (SLD) [m/s^2]	0,7893
Coefficiente sicurezza (SLD)	**0,75**



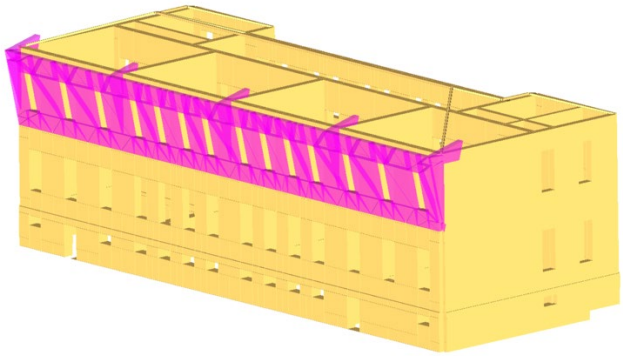
Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
11	0	119	880	-13.931	1
10	1.838	0	721	-226.233	2
15	3.675	135	880	-15.739	3
12	892	39	880	-4.604	14
13	1.838	123	880	-14.288	15
14	2.783	122	880	-14.288	16



Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	240	2	0

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,079
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	1,4510
a_z(z) (SLV) [m/s^2]	2,2161
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,65**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	0,7255
a_z(z) (SLD) [m/s^2]	0,7893
Coefficiente sicurezza (SLD)	**0,93**

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
17	0	82	1.040	-4.810	1
16	1.838	0	961	-113.117	2
21	3.675	90	1.040	-5.227	3
18	892	72	1.040	-4.179	14
19	1.838	81	1.040	-4.736	15
20	2.783	84	1.040	-4.909	16



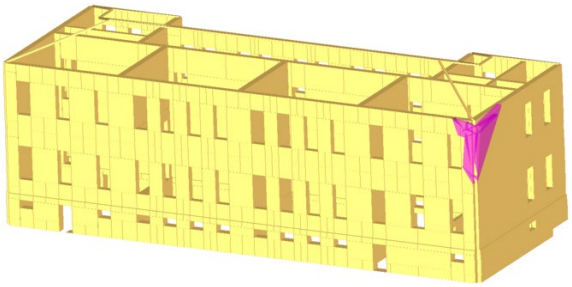
Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	720	2	0

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,111
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	2,0059
a_z(z) (SLV) [m/s^2]	4,4448
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,45**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	1,0030
a_z(z) (SLD) [m/s^2]	1,5283
Coefficiente sicurezza (SLD)	**0,66**

c) Ribaltamento del cantonale

"Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso".

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
25	42	-42	1.019	-3.748	2
26	-78	-78	1.040	-6.444	3



Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	720	3	225

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,133
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	2,0328
a_z(z) (SLV) [m/s^2]	4,4448
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,46**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	1,0164
a_z(z) (SLD) [m/s^2]	1,5283
Coefficiente sicurezza (SLD)	**0,67**

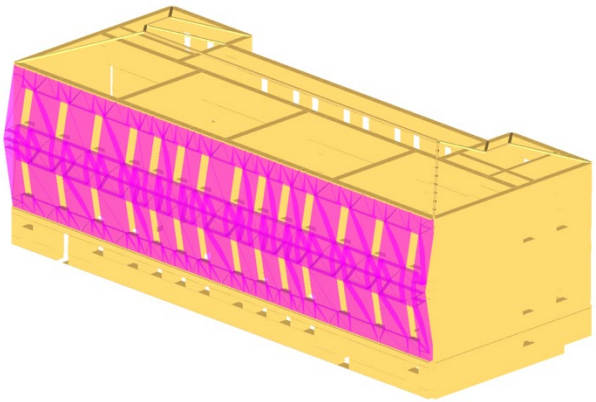
d) Flessione verticale di parete

"Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano".

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
22	1.838	0	961	-113.117	2
23	1.838	0	481	-113.117	2

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	240	2	0
Cerniera interna	720	2	-
Appoggio esterno	1.200	2	-

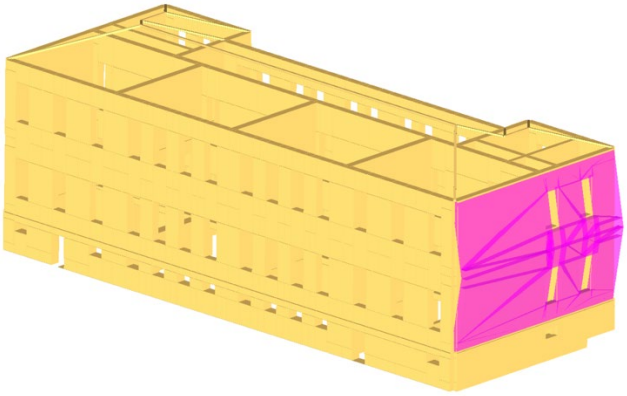
Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,190
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	4,0843
a_z(z) (SLV) [m/s^2]	4,4448
Coefficiente sicurezza (SLV)	**0,92**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	2,0422
a_z(z) (SLD) [m/s^2]	1,5283
Coefficiente sicurezza (SLD)	**1,34**



Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso [daN]	Parete
27	658	0	960	-48.819	3
28	658	0	480	-48.819	3

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	240	3	0
Cerniera interna	720	3	-
Appoggio esterno	1.200	3	-

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,256
$a_{z,SLV}$ [m/s^2]	6,2360
a_z(z) (SLV) [m/s^2]	4,4448
Coefficiente sicurezza (SLV)	**1,40**
$a_{z,SLD}$ [m/s^2]	3,1180
a_z(z) (SLD) [m/s^2]	1,5283
Coefficiente sicurezza (SLD)	**2,04**



14.2 Analisi Globale

- *Metodo di analisi*

L'analisi sismica globale della struttura è stata condotta mediante ***analisi statica non lineare***, detta anche analisi incrementale a collasso o ***push-over***.

Con tale metodologia di analisi, ad un modello strutturale con associati legami costitutivi non lineari dei materiali e soggetto alla condizione di carico gravitazionale, è applicata una opportuna distribuzione di forze orizzontali di risultante F_b (taglio alla base), considerata sufficientemente rappresentativa dei massimi effetti inerziali indotti sulla struttura da un'azione sismica. Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo ritenuto significativo del comportamento globale.

La curva F_b-d_c rappresenta la *curva di capacità* della struttura. Tale capacità viene confrontata con la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi procede fino a che non si verifica un decadimento del taglio alla base F_b pari al 20% dal suo valore di picco F_{bu}. Si calcola così il valore dello spostamento massimo del punto di controllo D_u dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo di spostamento dell'edificio.

Per ogni stato limite considerato, il confronto tra lo spostamento ultimo ricavato dalla curva di capacità D_u e la domanda di spostamento D_{max}:

$$D_{max} \leq D_u$$

consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto *nodo di controllo*.

Ai fini della determinazione della domanda di spostamento, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà (SDOF).

Dalla curva di capacità del sistema equivalente si ricava una curva bi-lineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico. Il tratto elastico si individua imponendo il passaggio per il punto corrispondente al 70% della resistenza massima della curva di capacità del sistema equivalente mentre il tratto perfettamente plastico si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità.

La capacità di spostamento, ai sensi del §C8.7.1.3 è valutata nei modi di seguito indicati:

- SLC: per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri suddetti, lo spostamento ultimo D_u^{SLC} a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:
  - il valore corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
  - il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete;

- SLV: lo spostamento ultimo a SLV, D_u^{SLV}, sulla bilineare equivalente è pari ai ¾ dello spostamento a SLC;
- SLD: lo spostamento corrispondente D_u^{SLD} è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:
  - quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
  - quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio alla base pari ai ¾ del taglio di base massimo);
- SLO: lo spostamento corrispondente D_u^{SLO} è pari ai 2/3 di quello allo SLD.

La domanda di spostamento D_{max}, da confrontarsi con le suddette capacità di spostamento ai diversi stati limite, può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni indicate nel §C7.3.4.2, valide sia per la riposta in campo non lineare (SLV con $q^* \leq 3$, e SLC con $q^* \leq 4$) che in campo lineare equivalente (SLO e SLD).

Per far sì che la suddetta analisi risulti sufficientemente rappresentativa dell'effettiva risposta della struttura all'azione sismica, ai sensi delle NTC2018 §7.3.4.2, si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).
La scelta della distribuzione più appropriata dipende dalle caratteristiche dell'edificio. In accordo con il C8.7.1.3.1, nel caso di diaframmi orizzontali dotati di rigidezza non trascurabile come nel caso in esame, è possibile utilizzare come distribuzione principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione, sia del Gruppo 1, sia del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo ossia:

- Distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al §7.3.3.2 (*Gruppo 1*);
- Distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (*Gruppo 2*).

Confronti coi risultati di analisi dinamiche non-lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali alla forma del modo fondamentale di vibrare della struttura nella direzione considerata, colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre, superato il limite elastico, la risposta può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse.
Inoltre, la normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.
In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame:

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

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

Per ciò che concerne la scelta del nodo di controllo, nel caso di edifici con irregolarità in pianta e dotati di diaframmi di rigidezza finita, essendo significativi l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni, ai sensi del §7.3.4.2 delle NTC2018, sono stati valutati punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello. Pertanto, a valle di un'analisi di sensibilità, lo spostamento d_c da assumersi per la curva di capacità è stato determinato per differenti punti di controllo posti in posizione baricentrica e nelle zone di estremità della pianta dell'ultimo impalcato coincidenti con le porzioni più deformabili del fabbricato.

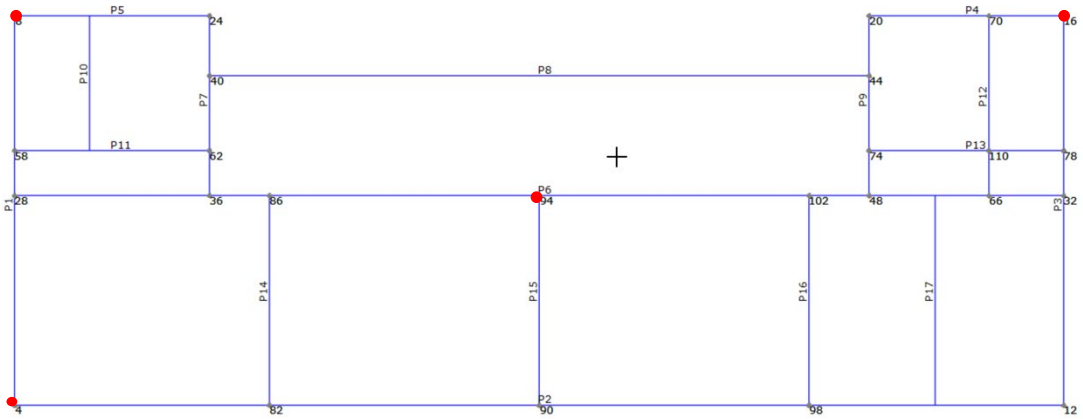


Figura 19 – Nodi di controllo per analisi Push-over

- *Risultati – Stato di Fatto*

I risultati delle analisi, riportati in forma sintetica in Tabella 14, indicano il NON soddisfacimento delle verifiche di normativa e una relativa vulnerabilità sismica.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	SLV ver.	SLD ver.
1	+X	Uniforme	0,0	2,94	3,11	2,04	0,65	0,79	Sì	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	4,24	3,38	2,99	1,02	0,79	No	No
3	-X	Uniforme	0,0	2,88	3,06	1,96	0,64	0,87	Sì	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	4,20	3,25	2,85	1,00	0,87	No	No
5	+Y	Uniforme	0,0	2,22	1,75	1,70	0,51	0,74	No	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	3,43	2,25	2,48	0,81	0,82	No	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	2,47	2,06	1,90	0,55	0,74	No	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	3,66	2,43	2,82	0,86	0,73	No	No
9	+X	Uniforme	68,3	2,95	3,11	2,05	0,65	0,79	Sì	Sì
10	+X	Uniforme	-68,3	2,99	3,11	2,03	0,67	0,95	Sì	Sì
11	+X	Forze statiche	68,3	4,33	3,48	2,98	1,06	0,89	No	No
12	+X	Forze statiche	-68,3	4,24	3,38	2,99	1,02	0,79	No	No

13	-X	Uniforme	68,3	2,83	3,00	1,97	0,62	0,92	Sì	Sì
14	-X	Uniforme	-68,3	2,92	3,17	1,94	0,66	0,87	Sì	Sì
15	-X	Forze statiche	68,3	4,24	3,35	2,84	1,01	0,89	No	No
16	-X	Forze statiche	-68,3	4,23	3,36	2,84	1,01	0,87	No	No
17	+Y	Uniforme	183,8	2,09	2,25	1,58	0,49	0,79	Sì	Sì
18	+Y	Uniforme	-183,8	2,35	1,58	1,86	0,52	0,68	No	Sì
19	+Y	Forze statiche	183,8	3,29	2,91	2,32	0,78	0,82	No	Sì
20	+Y	Forze statiche	-183,8	3,56	1,95	2,70	0,83	0,77	No	No
21	-Y	Uniforme	183,8	2,35	2,37	1,76	0,54	0,74	Sì	Sì
22	-Y	Uniforme	-183,8	2,59	1,85	2,10	0,56	0,64	No	Sì
23	-Y	Forze statiche	183,8	3,54	2,94	2,61	0,84	0,83	No	No
24	-Y	Forze statiche	-183,8	3,80	2,21	3,07	0,93	0,73	No	No

Tabella 14: Risultati delle 24 Analisi di Push-over

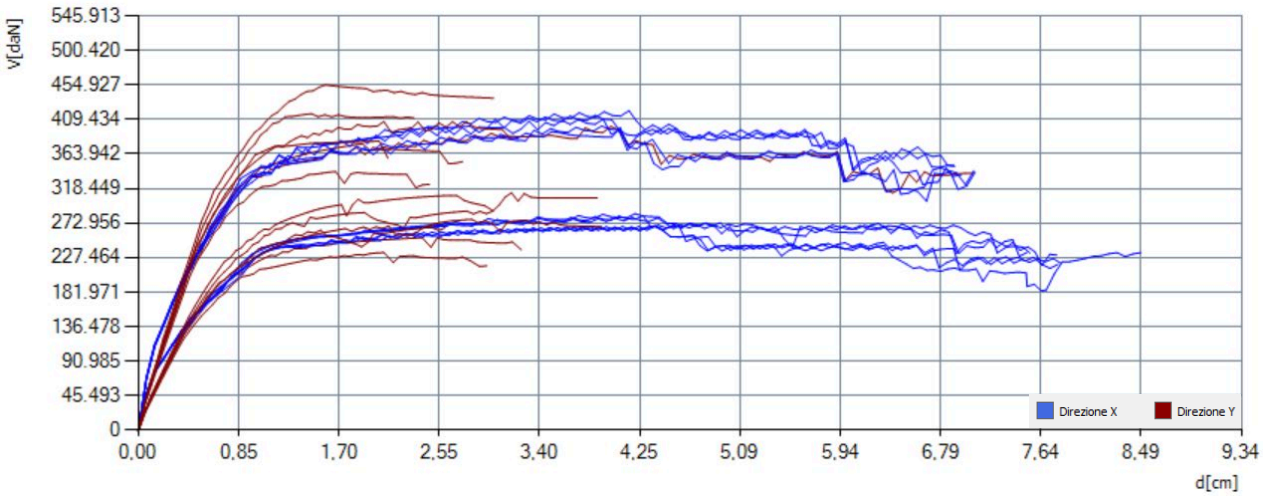


Figura 20 – Curve di capacità delle 24 analisi di Push-over

I coefficienti di sicurezza calcolati sono riportati nella tabella seguente:

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLV	α SLD
1	+X	Uniforme	0,0	1,043	1,217
2	+X	Forze statiche	0,0	0,825	0,786
3	-X	Uniforme	0,0	1,046	1,348
4	-X	Forze statiche	0,0	0,807	0,872
5	+Y	Uniforme	0,0	0,857	1,450
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,716	1,019
7	-Y	Uniforme	0,0	0,879	1,334
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,714	0,843

9	+X	Uniforme	68,3	1,040	1,208
10	+X	Uniforme	-68,3	1,030	1,430
11	+X	Forze statiche	68,3	0,829	0,855
12	+X	Forze statiche	-68,3	0,825	0,784
13	-X	Uniforme	68,3	1,046	1,474
14	-X	Uniforme	-68,3	1,062	1,324
15	-X	Forze statiche	68,3	0,820	0,876
16	-X	Forze statiche	-68,3	0,823	0,863
17	+Y	Uniforme	183,8	1,052	1,609
18	+Y	Uniforme	-183,8	0,769	1,315
19	+Y	Forze statiche	183,8	0,908	1,062
20	+Y	Forze statiche	-183,8	0,618	0,928
21	-Y	Uniforme	183,8	1,005	1,374
22	-Y	Uniforme	-183,8	0,787	1,136
23	-Y	Forze statiche	183,8	0,858	0,987
24	-Y	Forze statiche	-183,8	0,638	0,811

Tabella 15: Indici di sicurezza relativi ai diversi stati limite

Nel dettaglio, le analisi più gravose risultano la n.4 per la direzione X e la n.20 per la direzione Y.

In particolare, la notevole irregolarità in pianta influisce negativamente sulla risposta sismica dell'edificio con effetti locali che si evidenziano maggiormente per le combinazioni di carico con eccentricità accidentale.

Inoltre, la scarsa rigidezza dei vari orizzontamenti contribuisce alla disarticolazione della scatola muraria in blocchi e la formazione di meccanismi locali nel piano e fuori piano.

Infine, si evidenzia come la demolizione del setto di spina a Sud per la realizzazione della sala mensa rende notevolmente più deformabile tale porzione del fabbricato.

Nel seguito si riportano i risulti con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità delle due combinazioni più gravose ossia quelle corrispondenti ai più bassi livelli di sicurezza in riferimento allo SLV.

Combinazione n.4 | Direzione +X | Nodo di controllo 94

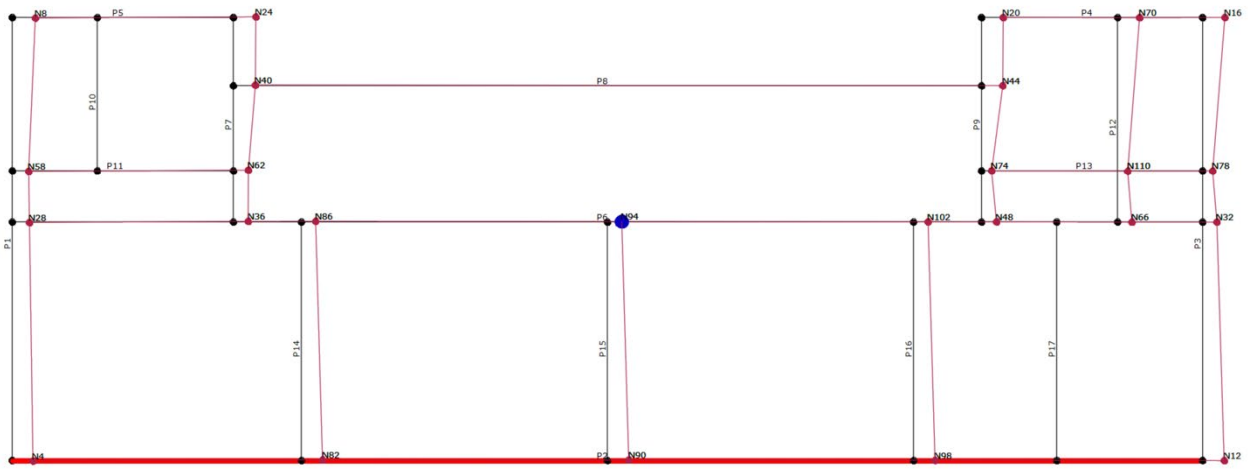


Figura 21 – Deformata in pianta per la combinazione n.4

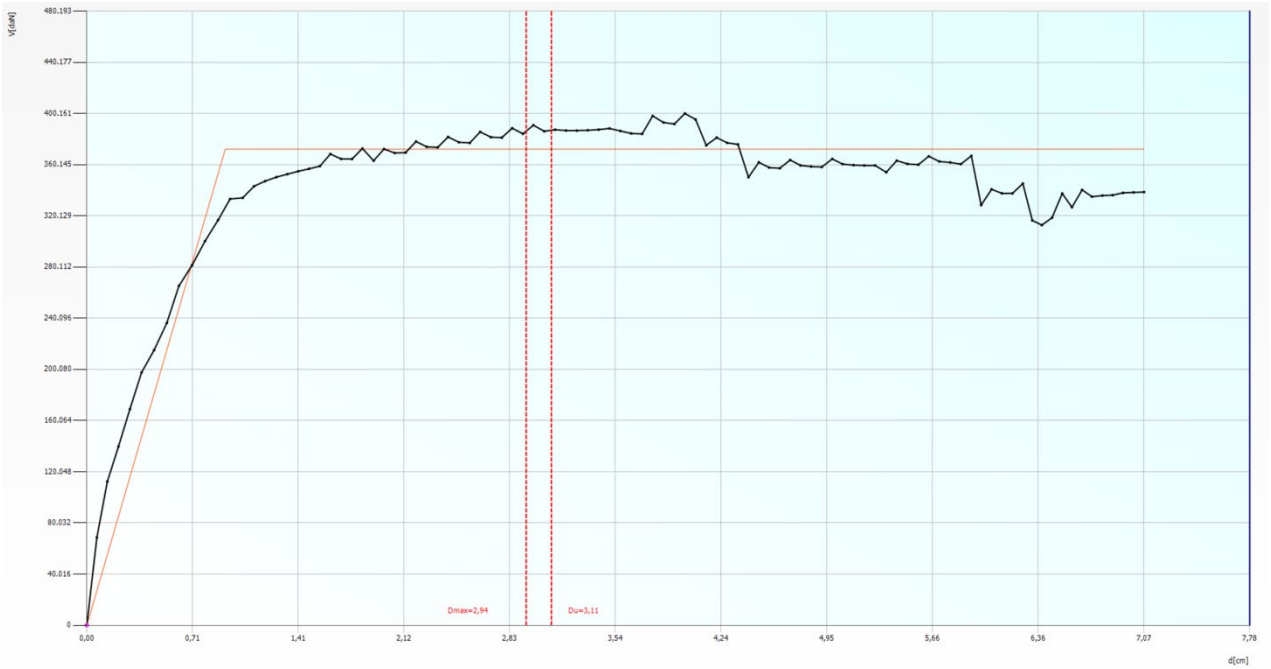


Figura 22 – Curva di pushover per la combinazione n.4

Si evidenzia una buona risposta della costruzione sebbene la ridotta rigidezza a scorrimento degli orizzontamenti presenti determini spostamenti non uniformi delle pareti della scatola muraria.

Le immagini relative alle pareti P8 e P2, mostrano lo stato di danneggiamento relativo allo step di collasso. In particolare, si evidenzia che la notevole snellezza dei maschi murari determini nella quasi totalità dei casi meccanismi di rottura per flessione piuttosto che per taglio.

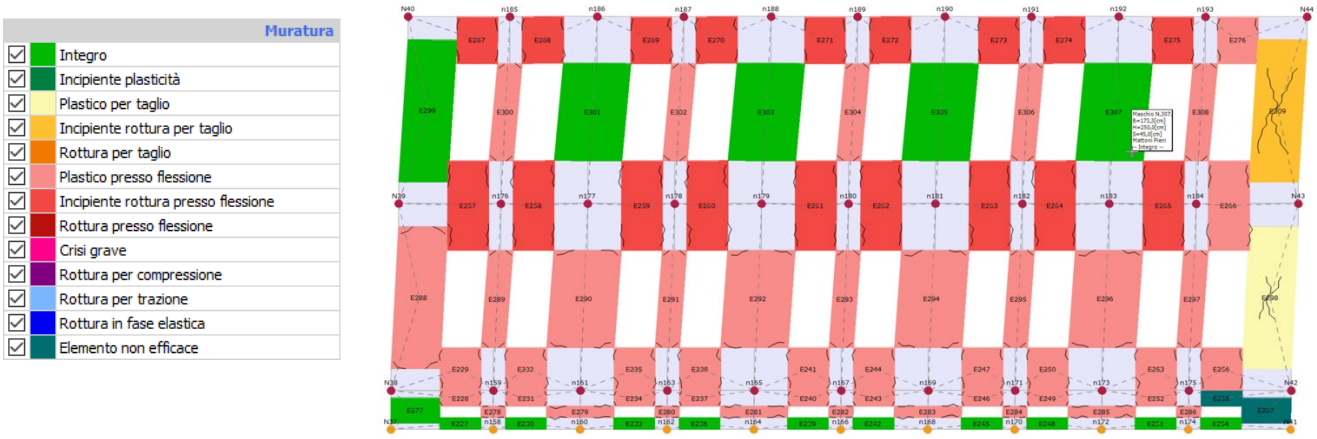


Figura 23 – Deformata parete P8 per la combinazione n.4

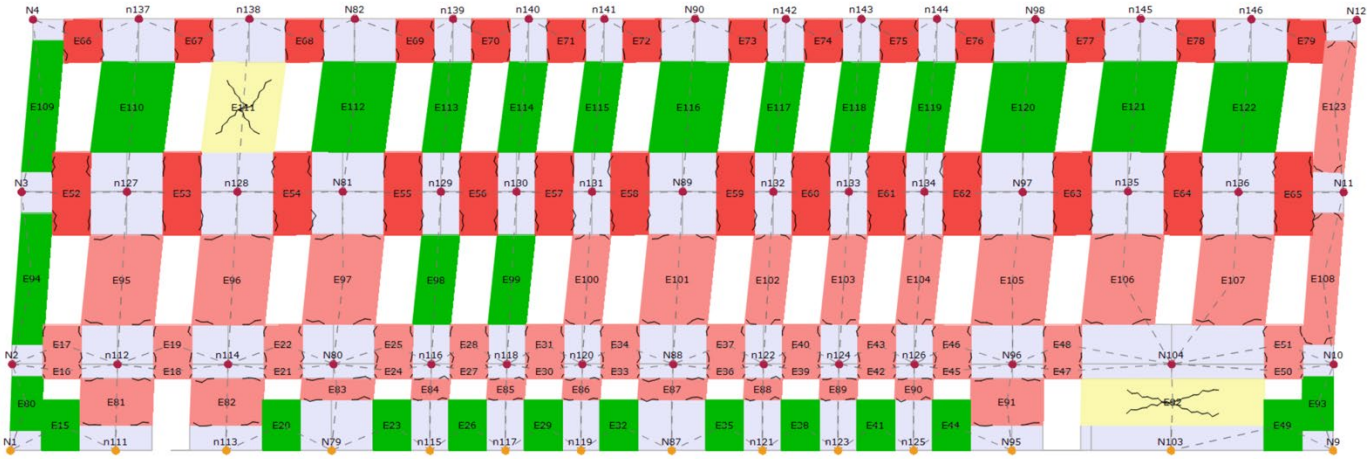


Figura 24 – Deformata parete P2 per la combinazione n.4

Si riportano, di seguito, gli indici di vulnerabilità relativi all'analisi considerata:

							TRc		TR=cost	
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s2]	PGA C (TR) [m/s2]	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s2]	α PGA
SLV	291	475	0,6126	1,2312	0,9987	2,59	0,28	0,8112	0,9935	0,8070
SLD	36	50	0,7200	0,4385	0,3836	2,53	0,26	0,8747	0,3825	0,8724

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).

Combinazione n.20 | Direzione +Y | Nodo di controllo 94

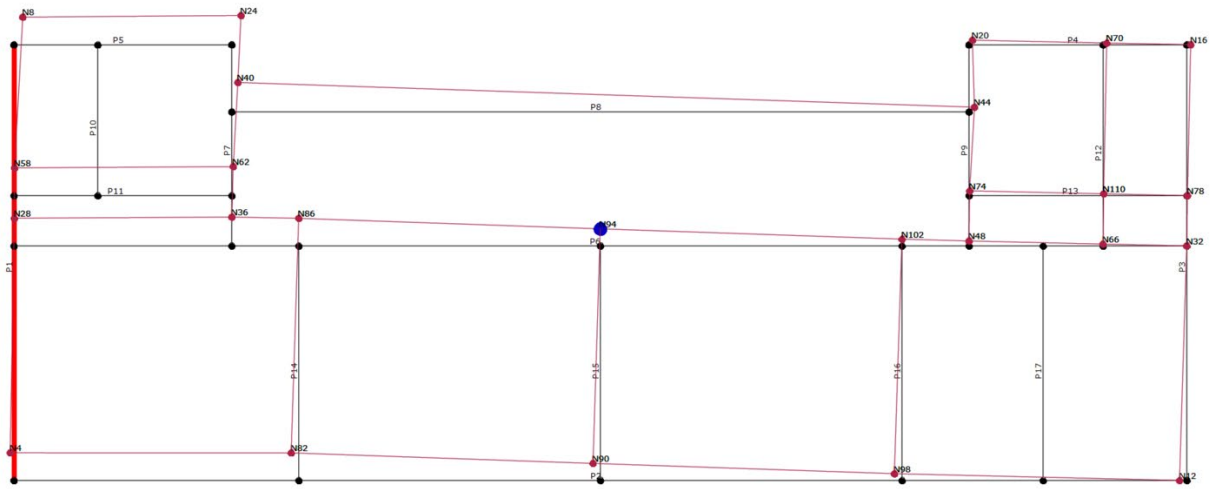


Figura 25 – Deformata in pianta per la combinazione n.20

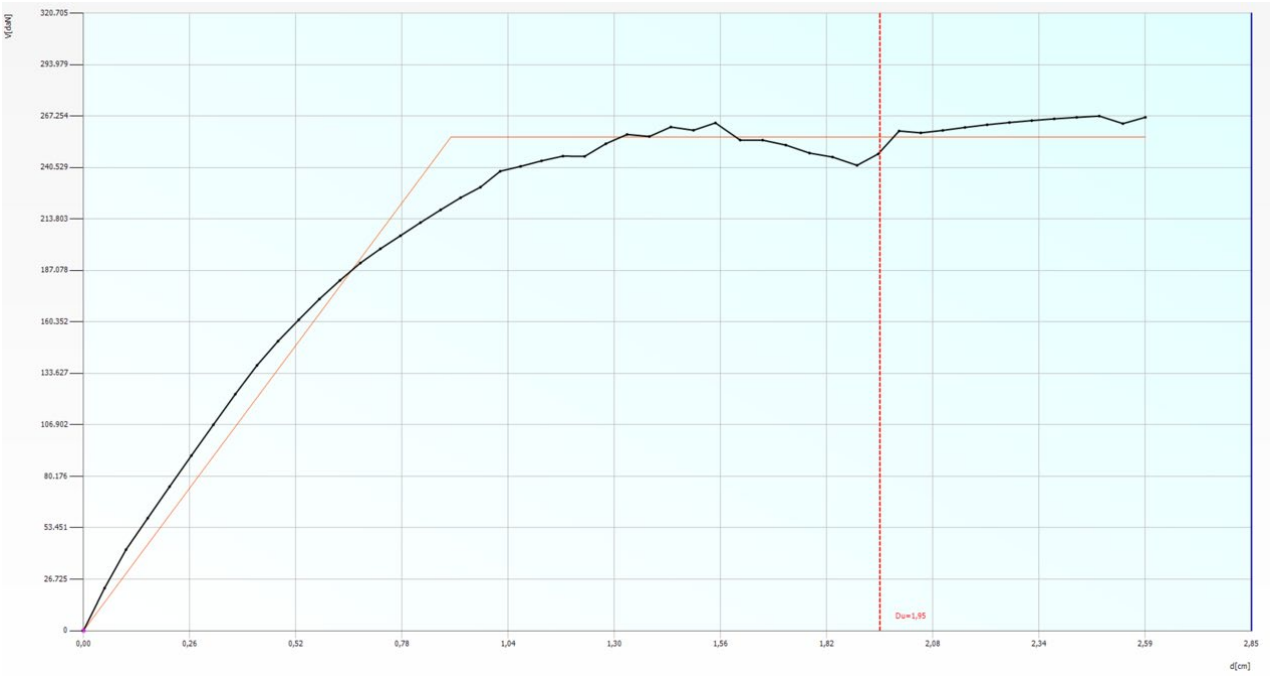


Figura 26 – Curva di push-over per la combinazione n.20

Si evidenzia una deformazione asimmetrica della costruzione con un incremento di spostamenti e sollecitazioni della porzione più deformabile in corrispondenza della parete di spina al piano terra in cui è stata realizzata successivamente una apertura di notevoli dimensioni (parete P14)

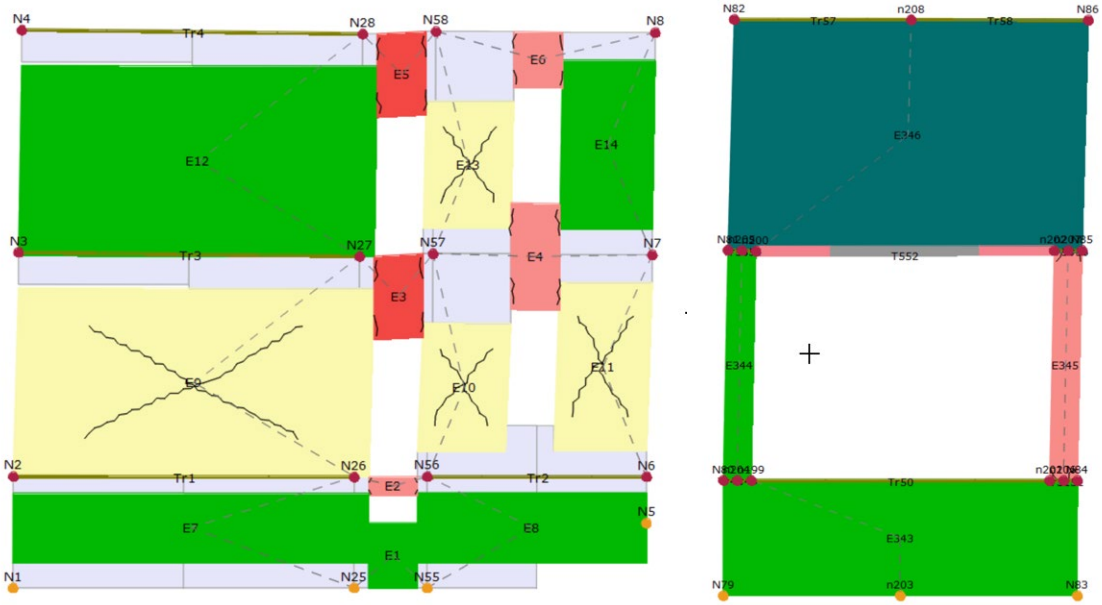


Figura 27 – Deformata pareti P1 (a sinistra) e P14 (a destra) per la combinazione n.20

Si riportano, di seguito, gli indici di vulnerabilità relativi all'analisi considerata:

							TRc		TR=cost	
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s2]	PGA C (TR) [m/s2]	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s2]	α PGA
SLV	167	475	0,3516	1,2312	0,7838	2,53	0,28	0,6367	0,7611	0,6182
SLD	41	50	0,8200	0,4385	0,4042	2,52	0,27	0,9217	0,4069	0,9279

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).

14.3 Sintesi dei risultati

Dal punto di vista sismico, la costruzione allo stato di fatto manifesta complessivamente una discreta risposta strutturale sebbene si riscontrano diverse vulnerabilità. L'evidente irregolarità in pianta e la deformabilità degli impalcati influisce negativamente sulla risposta sismica globale. Inoltre, la presenza di una notevole apertura nel muro di spina a Sud contribuisce negativamente alla risposta sismica globale del fabbricato generando concentrazioni di sforzi in elementi localizzati che potrebbero essere soggetti a danni anche molto rilevanti e non trascurabili dal punto di vista della sicurezza.

Per di più, le analisi dei meccanismi locali di ribaltamento e flessione fuori piano, svolte utilizzando l'approccio cinematico lineare, hanno mostrato una consistente vulnerabilità. L'attivazione di tali meccanismi risulta più probabile dato lo scarso grado di connessione degli orizzontamenti e della copertura.

In conclusione, dai risultati ottenuti dalle analisi sismiche, si evidenzia un consistente grado di vulnerabilità dell'edificio.

A valle delle analisi condotte, si identifica l'indice di sicurezza sismico come il minore tra quelli calcolati attraverso l'analisi dei cinematismi locali e quelli calcolati attraverso l'analisi globale, allo stato di fatto e di progetto.

Per l'edificio in esame risulta:

	ζ_E
Meccanismi Locali	**0,32**
Meccanismi globali	O,62

16 VALIDAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

Secondo quanto indicato al §10.2 delle NTC2018 ed in linea con quanto richiesto dal Genio Civile, per accertare l'attendibilità dei risultati ottenuti mediante i modelli di calcolo automatico e per valutare la correttezza numerica delle analisi condotte, sono stati eseguiti controlli confrontando quanto ottenuto dalle analisi sul modello globale con quanto determinato mediante calcoli tradizionali approssimati.

Lo scopo di questo calcolo è quello di dimostrare che l'analisi svolta dal codice di calcolo utilizzato è corretta. A titolo esemplificativo si riporta l'analisi del maschio murario "E112" della parete "P2".

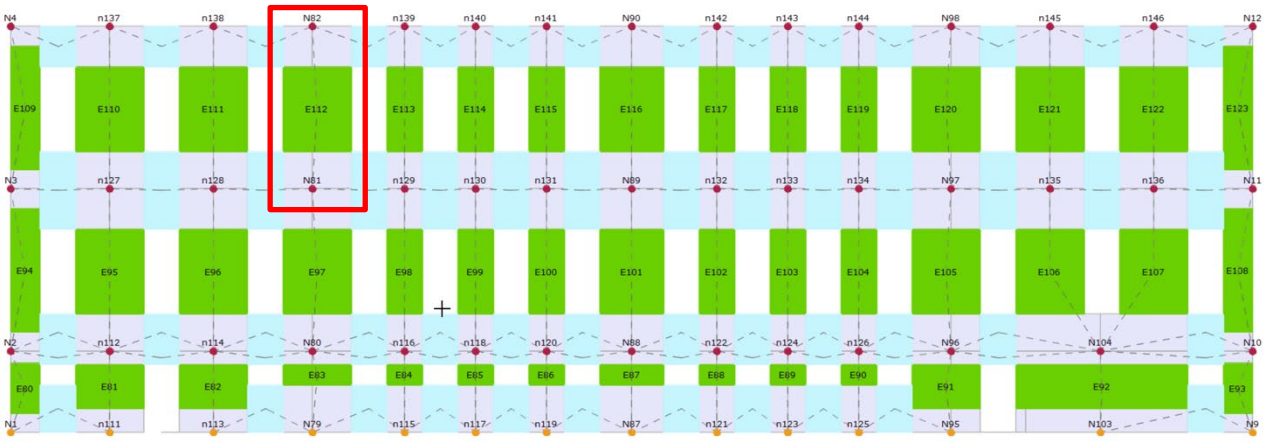


Figura 28 – Individuazione del maschio E112 all'interno della Parete P2

Il software di calcolo 3Muri fornisce i seguenti valori di sollecitazione per carichi verticali:

Sezione	es [cm]	ev [cm]	e1 [cm]	e2 [cm]	Nd [daN]	Φ	Nr [daN]
Superiore	-0,9	0,0	3,2	2,3	7.183	0,63	54.499
Centrale	-0,6	0,0	3,0	2,3	9.843	0,69	59.451
Inferiore	-0,5	0,0	2,9	2,3	12.503	0,66	56.606

Figura 29 – Sforzo Normale sollecitante Nd nella parte superiore del maschio

Analiticamente è possibile calcolare la sollecitazione relativa:

Incidenza Fasce+Nodo Rigido					
Lunghezza [m]	Altezza [m]	Spessore [m]	W [kN/m^3]	Peso Muratura [kN]	Peso Fattorizzato [kN]
3,07	1,20	0,45	18	20,41	38,79

Incidenza solaio					
Lunghezza [m]	Luce [m]	G_1 [kN/m^2]	G_2 [kN/m^2]	Q_k [kN/m^2]	Peso fattorizzato [kN]
3,07	2,90	0,60	1,20	0,80	33,65

Confronto Nd		
Nd da verifica manuale [kN]	Nd da software [kN]	Δ [%]
72,44	71,83	**0,85**

La procedura di validazione tramite calcoli manuali ha prodotto un errore limitato al 0,85%. Per tale ragione si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti e il modello è pertanto validato.

Si osserva inoltre che il software fornisce il "Documento di Validazione", scaricabile all'indirizzo http://www.stadata.com/3muri/Manuale%20validazione/ManualeValidazione.pdf, contenente la descrizione delle caratteristiche del codice di calcolo, la modellazione degli elementi strutturali, le procedure di analisi e le prove di calcolo per la validazione del software.