
COMUNE DI LUCCA

PROVINCIA DI LUCCA

LAVORI DI RESTAURO E RISANAMENTO
CONSERVATIVO DELLE SERRE ORTO BOTANICO –
LUCCA PT. 13/2024 – CUP PROGETTAZIONE
J61E24000200004

≡ **VERIFICA TECNICA**

Relazione vulnerabilità sismica
Serre 800

A3/A8

25-016

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	01/12/2025	Prima stesura	001S	001M	001S

COMMITTENTE:
Comune di Lucca

TEAM DI PROGETTAZIONE
Studio INTRE

Studio INTRE
Tel. 0583 491507
info@studiointre.it
P.IVA 02197070465



INTRE TM

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO	4
3	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	4
4	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	4
5	AZIONI DI CALCOLO	5
5.1	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA	5
5.2	AZIONE SISMICA	5
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONE TOPOGRAFICA.....	5
5.4	PESI PROPRI STRUTTURALI E ANALISI DEI CARICHI.....	6
5.5	SOVRACCARICO VARIABILE	6
5.6	AZIONE DELLA NEVE E DEL VENTO.....	7
5.7	AZIONE TERMICA	9
5.8	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	10
6	ANALISI SVILUPPATA.....	10
6.1	RELAZIONE STORICO ARTISTICA	10
6.2	ESTRATTI VOLI AEREI	15
6.3	DATAZIONE DELLE OPERE.....	19
6.4	RILIEVO GEOMETRICO.....	20
6.5	ELEMENTI SECONDARI.....	20
6.6	VERIFICA REGOLARITA'.....	21
6.7	CAMPAGNA DI SAGGI	21
6.8	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	21
6.8.1	LIVELLO DI CONOSCENZA DA RAGGIUNGERE LC2.....	21
6.8.2	MATERIALI DICHIARATI NEI DOCUMENTI DI PROGETTO.....	22
6.8.3	PARERI CTS IN MERITO AI SAGGI.....	22
6.8.4	PARERI CTS IN MERITO ALLE VERIFICHE DEL SISTEMA FONDALE.....	23
6.8.5	DEFINIZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI.....	23
6.8.6	INDAGINI DA ESEGUIRE AL FINE DI CONSEGUIRE LC2.....	24
6.8.7	PROVE DA ESEGUIRE AL FINE DI CONSEGUIRE LC2.....	24
6.8.8	LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO.....	25
6.8.9	FATTORE DI CONFIDENZA ADOTTATO	25
6.9	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI.....	26
6.9.1	ARMATURE DEL SOLAIO.....	26
6.9.2	ACCIAIO TRAVI COPERTURA.....	27
6.9.3	MURATURE	28
6.10	TIPO DI ANALISI SISMCA CONDOTTA.....	29
6.11	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	30
7	PRINCIPALI RISULTATI.....	30
7.1	PRINCIPALI RISULTATI ANALISI STATICA	30
7.1.1	MURATURE	30
7.1.2	TRAVI IN ACCIAIO DI COPERTURA.....	36
7.1.3	SOLAIO DI COPERTURA.....	37
7.2	PRINCIPALI RISULTATI ANALISI SISMICA	39
7.2.1	STIMA PGA - ANALISI PUSH-OVER.....	39
7.2.2	STIMA PGA - ANALISI STATICA LINEARE.....	40
7.2.2.1	FATTORE DI STRUTTURA.....	40
7.2.2.2	RISULTATI	41
7.3	PRINCIPALI RISULTATI ANALISI SISMICA LOCALE.....	44
7.4	COMMENTI AI RISULTATI OTTENUTI	47
8	VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA	48
9	TIPO DI INTERVENTO PROPOSTO	48
9.1	OBIETTIVI E CRITERI	48
9.2	MISURA GESTIONALE IMMEDIATA	48
9.3	INTERVENTO STRUTTURALE PRINCIPALE - INSERIMENTO SISTEMA CONTROVENTANTE.....	49

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica si riferisce alla verifica di vulnerabilità sismica delle opere denominate “Serre 800” per i lavori di restauro e risanamento conservativo delle serre orto botanico di Lucca.

Tale zona, secondo la L.R. 58/R, è ricadente in zona sismica di terza categoria fascia B ($0.125g < a_g = 0.128g < 0.15g$).

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO

Le opere in oggetto consistono in murature storiche monopiano caratterizzate da uno sviluppo planimetrico molto allungato; la struttura si presenta come un complesso di più parti che si sono evolute nel tempo addossandosi le une alle altre mostrando discontinuità sia sui prospetti che nella tipologia di copertura: nella parte degli uffici è presente un solaio latero-cemento mentre nelle restanti parti delle serre per le piante è presente una copertura vetrata sorretta da elementi metallici. La copertura monofalda è impostata secondo uno schema di semplice appoggio.

In pianta la struttura misura circa 5,5 m × 59,0 m; l'altezza varia da 4,50 m a 6,00 m circa.

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

Nel seguito sono riportate le normative e le istruzioni considerate nello sviluppo della progettazione e nelle verifiche degli elementi strutturali:

- Legge 05/11/1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 02/02/74 n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.P.R. 06/06/2001 n. 380 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".
- L.R. 10/11/2014 n°65 - Norme per il governo del territorio.
- D.M. 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare 21/01/2019 n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Norme UNI riportate nei capitoli delle prescrizioni dei materiali.
- Del. GRT n° 421 del 26/05/2014 di approvazione della classificazione sismica della Regione Toscana.

4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

L'opera in oggetto è una serra metallica destinata alle piante che al tempo stesso fa parte anche del percorso di visita dell'orto botanico e talvolta è sede di eventi.

L'opera in oggetto pertanto presenta le seguenti caratteristiche:

Tipo di Costruzione = 2; Classe d'uso = III

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

	NTC	BENI CULTURALI
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	Uso saltuario o non utilizzato

Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	Uso frequente con normali affollamenti
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	Uso molto frequente e/o con affollamenti significativi
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	Edificio strategico e uso molto frequente e/o con affollamenti significativi

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

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1.5 = 75 \text{ Periodo di riferimento}$$

5 AZIONI DI CALCOLO

Le azioni di calcolo considerate comprendono: pesi propri degli elementi costituenti le strutture, carichi permanenti portati, azione sismica e sovraccarichi variabili per gli edifici.

Le azioni agenti sulla struttura sono state cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche (si è considerato il loro inviluppo).

5.1 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

Per i carichi permanenti verranno adottati i coefficienti parziali γ previsti dalla normativa effettuando una riduzione dei valori di resistenza dei materiali dovuta alla tipologia degli stessi (§ 2.3 NTC).

Essendo l'opera già realizzata ed avendo determinato con precisione le stratigrafie degli elementi per i carichi permanenti vengono adottati coefficienti parziali ridotti modificati (§ 8.5.5 NTC).

5.2 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata determinata nel rispetto delle prescrizioni normative dettate dal D.M. 17 01 2018 "Norme tecniche per le costruzioni", seguendo la classificazione sismica del sito in modo automatico dal software di calcolo strutturale PROSAP professional.

5.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONE TOPOGRAFICA

Facendo riferimento alla relazione geologica ed alla modellazione geotecnica in essa contenuta, si riporta di seguito la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche utilizzate per i calcoli svolti.

- Categoria di sottosuolo: C.
- Condizioni topografiche: T1.

5.4 PESI PROPRI STRUTTURALI E ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei pesi degli elementi e dei carichi agenti sui solai e sulle strutture in genere.

SOLAI DI COPERTURA PARTE VETRATA FALDA SENZA ACCUMULO

G1:peso proprio e perm. def...	25.0 [daN/ m2]
G2:permanenti NON definiti	25.0 [daN/ m2]
Sovraccarico neve	80.0 [daN/ m2]
Coefficiente psi0 neve	0.5
Coefficiente psi1 neve	0.2
Coefficiente psi2 neve	0.0
Sovraccarico variabile	0.0 [daN/ m2]
Coefficiente psi0	0.0
Coefficiente psi1	0.0
Coefficiente psi2	0.0

SOLAI DI COPERTURA PARTE LATERO-CEMENTO FALDA SENZA ACCUMULO

G1:peso proprio e perm. def...	220.0 [daN/ m2]
G2:permanenti NON definiti	160.0 [daN/ m2]
Sovraccarico neve	80.0 [daN/ m2]
Coefficiente psi0 neve	0.5
Coefficiente psi1 neve	0.2
Coefficiente psi2 neve	0.0
Sovraccarico variabile	0.0 [daN/ m2]
Coefficiente psi0	0.0
Coefficiente psi1	0.0
Coefficiente psi2	0.0

5.5 SOVRACCARICO VARIABILE

Si sono considerati i seguenti sovraccarichi variabili:

(ambienti suscettibili di affollamento cat. C3) qk	500	daN/m ²
(ambienti suscettibili di affollamento cat. C3) Qk	500	daN
(ambienti suscettibili di affollamento cat. C3) Hk	300	daN/m

Questa categoria per i sovraccarichi viene considerata per le porzioni interne del fabbricato e quindi sono direttamente applicati a terra.

I sovraccarichi verticali concentrati formano oggetto di verifiche locali distinte e non sono sovrapposti ai corrispondenti ripartiti; essi sono applicati su un'impronta di 50 x 50 mm.

I sovraccarichi orizzontali lineari sono applicati a pareti (alla quota di 1.20 m dal rispettivo piano di calpestio) ed ai parapetti o mancorrente (alla quota del bordo superiore). Essi sono considerati sui singoli elementi ma non sull'edificio nel suo insieme.

5.6 AZIONE DELLA NEVE E DEL VENTO

Il valore del carico neve è stato determinato mediante l'utilizzo del software free CARICHI del gruppo PROSAP e di seguito se ne riporta la schermata che ne identifica il valore e i dati di input.

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Ubicazione:

Località	LUCCA
Provincia	LUCCA
Regione	TOSCANA
Latitudine	43,84300 N
Longitudine	10,50500 E
Altitudine s.l.m.	19,0 m

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Circolare n.7 - 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.

NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
II	Zona normale	1,00	50 anni	19 m	100,00

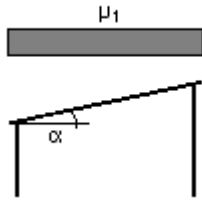
Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 16,0^\circ$

- Falda con presenza di barriera o impedimento allo scivolamento della neve.

$m_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 80 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



VENTO

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC - Tab. 3.3.I);

Vb,0: velocità base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

a0: altitudine base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC - Tab. 3.3.I);

as: altitudine del sito;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:

$V_b = V_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$

$V_b = V_{b,0} (1 + k_s ((a_s / a_0) - 1)) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$

per $a_s > 1500 \text{ m}$ vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate

Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per $a_s = 1500 \text{ m}$

Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR

Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
3	27 m/s	500 m	0,37	19 m	50 anni	27,00 m/s	1,000	27,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento, $q_r = r V_r^2 / 2 = 46 \text{ daN/mq}$

dove: r è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione: Cat. IV - Entrotterra tra 10 e 40 km dalla costa

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0,22	0,30 m	8 m

Classe di rugosità del terreno: A (NTC - Tab. 3.3.III)

Aree urbane con almeno il 15% della superficie coperta da edifici la cui altezza media superi 15 m

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

- Cp: coefficiente di pressione;
- Cd: coefficiente dinamico;
- Ct: coefficiente di topografia;
- Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);
- z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
1,00	1,00	1,00	1,63	6,53 m

Pressione del vento

$$p = q_r C_e C_p C_d = 74 \text{ daN/mq}$$

L'effetto provocato dall'azione del vento applicato sulla struttura risulta essere minore di quello dovuto all'azione sismica e, in quanto queste due azioni non vengono combinate insieme, risultano essere più gravose le situazioni di carico che contemplano l'azione sismica e pertanto quella del vento non viene considerata.

5.7 AZIONE TERMICA

TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

Le temperature esterne, T max (massima estiva) e T min (minima invernale), sono calcolate secondo le seguenti espressioni riferite alla zona climatica:

$$T_{\min} = -8 - 6 \text{ as} / 1000 \quad (\text{NTC 3.5.3})$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \text{ as} / 1000 \quad (\text{NTC 3.5.4})$$

dove as è l'altitudine di riferimento

Zona	as	T min	T max
II	19 m	-8,11 °C	41,96 °C

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II del §3.5.5 del DM 17/01/2018.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

In questo caso, essendo la struttura realizzata principalmente in muratura il Δt_u viene trascurato.

5.8 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Nel rispetto delle indicazioni contenute nella Circolare al DM 17/01/2018, le combinazioni di carico sono elencate nel fascicolo di calcolo del modello agli elementi finiti, per quanto riguarda la parte calcolata con il software di calcolo, e direttamente nella relazione di calcolo, per quanto riguarda le verifiche condotte con l'ausilio di semplici fogli di lavoro.

Si precisa che, essendo l'opera esistente ed in classe d'uso non IV, vengono prese in considerazione soltanto le verifiche SLU come indicato al §8.3 delle NTC18.

6 ANALISI SVILUPPATA

Nell'eseguire l'analisi è stata rispettata la procedura prevista della normativa per gli edifici esistenti.

6.1 RELAZIONE STORICO ARTISTICA

Si riporta di seguito quanto riportato nella relazione storica di vincolo eseguita per l'orto botanico protocollata SR-TOS 14/03/2022 CO.RE.PA.CU. DECRETO 45.

DESCRIZIONE MORFOLOGICA

L'Orto botanico di Lucca si estende per circa due ettari nel settore sud-orientale della città di Lucca, tra il complesso di San Michele e i giardini dei palazzi costruiti in epoca napoleonica sulla via Elisa (Palazzo Froussard) a nord, le mura urbane a sud-est, la via di San Michele e la Scesa del Baluardo San Regolo a ovest, formando una sorta di cuneo con apice a oriente. Il muro settentrionale al confine con il complesso di San Michele è costituito da ampi resti delle mura trecentesche della città erette per difendere i borghi a est di Lucca esclusi dal circuito difensivo del XIII secolo.

Fondato nel 1820 in località la Piaggia Romana, un terreno incolto, dove nel XVII secolo vi si praticava il gioco del pallone, oggi presenta una topografia in gran parte pianeggiante (circa 16 m s.l.m.), frutto di riempimenti e risistemazioni effettuate nel corso dei primi lavori di costruzione del giardino. In origine il terreno presentava sinuosità e impaludamenti, come descritto in alcuni documenti afferenti al fondo Liceo Reale e Pubblica Istruzione conservato all'Archivio di Stato di Lucca.

Interamente confinato da muri realizzati nell'epoca della fondazione (1820-1823) con il materiale di risulta della distruzione della chiesa di San Giorgio alle Carceri, vi si accede tramite due importanti cancelli. Quello ottocentesco è posto in Via San Michele, porta in alto uno stemma ovale troncato della città ed è corredato in alto da una pergamena con la scritta Giardino Botanico. I due pilastri quadrati in pietra arenaria sono sormontati da leoni novecenteschi in terracotta. Internamente portano bassorilievi originali, anch'essi in terracotta, che raffigurano un tirso con edera. L'altro ingresso, più recente e attualmente utilizzato per l'accesso dei visitatori all'Orto, è stato realizzato nel 1923 lungo la Scesa del Baluardo San Regolo.

Mantiene gran parte dell'assetto planimetrico del periodo ottocentesco quando erano già delineati la montagnola presso la casermetta, il laghetto al vertice orientale e quei riquadri un tempo dedicati alle collezioni sistematiche (4 parterre dedicati scuola botanica, ovvero a quelle collezioni ordinate secondo i Botanici Sistemi), trasformati, ampliati e destinati all'arboreto nel corso del XX sec. Oggi come allora si distinguono chiaramente due principali settori a diversa destinazione.

La porzione meridionale è occupata dall'arboreto e si suddivide in grandi riquadri erbosi percorsi da vialetti in ghiaia. L'arboreto ospita più di duecento specie tra alberi e arbusti. Alcuni di essi, messi a dimora nel XIX sec., sono davvero ragguardevoli per età e dimensioni, tanto che ne è stato recentemente richiesto il riconoscimento della monumentalità. Merita ricordare il monumentale cedro del Libano (introdotto nel 1820), che sorge nel primo prato a nord del cancello antico, le sequoie che svettano oltre 35 metri, antiche magnolie sempreverdi, un possente pino strobo, il pino laricio e un grande abete del Caucaso. La presenza delle conifere è molto marcata anche da introduzioni più recenti. A confine con le Mura, si delinea una lunga aiuola destinata alla collezione di rododendri e camelie, raccolta realizzata a partire dagli anni 80 del secolo scorso.

Il viale principale, che stacca dal cancello ottocentesco a ovest, divide simmetricamente l'arboreto e conduce al laghetto popolato di ninfee e contraddistinto da due significativi alberi propri delle paludi americane: i tassodi o cipressi calvi. Presente fin dalle origini come idrofitorio, si presentava al tempo come un ampliamento di un antico fossato, successivamente tombato. Più recentemente è stato affiancato da un minuscolo specchio d'acqua dove è stata ricreata una torbiera destinata a ospitare le specie igrofile rare e a rischio di estinzione presenti nelle zone umide della Toscana settentrionale.

La montagnola, ombreggiata da annosi lecci, sovrasta l'arboreto a sud-ovest. È un piccolo rilievo percorso da un sentiero elicoidale, un tempo in terra, è stata poi ampliata con grossi massi in pietra funzionali a ricreare gli ambienti rupestri delle vicine montagne.

Il settore settentrionale, un ampio spazio trapezoidale, dedicato fin dai primi anni a vivaio per la coltivazione e vendita delle piante, è oggi chiamato Scuola botanica. Si separa dall'arboreto attraverso una cancellata in lamiera stirata realizzata nel 1923 e vi si accede attraverso due varchi di cui si sono perduti i cancelli originali. Qui si affacciano le serre antiche mentre quelle moderne ne segnano il confine orientale e vi radicano alberi imponenti e vetusti come il Ginkgo biloba, il falso canforo, il tiglio pendulo e annose Cycas revoluta.

Oltre all'esposizione estiva delle numerose piante tropicali e subtropicali in vaso, ricoverate in inverno nelle serre, la scuola botanica ospita una collezione permanente di specie medicinali indicata spesso come Hortus sanitatis. La raccolta occupa grandi spazi circoscritti da cordoli in pietra scalpellata, suddivisi recentemente in numerose parcelle ciascuna dedicata all'ostensione di una delle oltre 300 piante scelte.

Le prime architetture all'interno del giardino sono le cosiddette "serre antiche": un fabbricato a pianta rettangolare allungato da est a ovest e addossato al muro settentrionale di confine con il complesso monastico. Trattasi di un edificio in muratura della superficie di circa 350 mq e altezza media di 5 m con ampie facciate in vetro che verso sud si affacciano sul giardino. Furono realizzate nel 1826 grazie ai proventi derivanti dall'attività vivaistica. Il prospetto è caratterizzato da una trabeazione nella parte superiore e da una serie di paraste in laterizio poste a distanza regolare con basi e capitelli in pietra di forma semplice. I padiglioni più orientali sono adibiti all'ostensione, come in origine, della collezione di piante succulente.

Dai locali più occidentali, Cesare Bicchi, alla guida dell'orto dal 1860 al 1906, ricavò alcune stanze per la biblioteca, per il gabinetto del direttore, per l'erbario. Questi spazi, seppur rivisti, oggi sono dedicati alla sezione museale dell'Orto chiamata Museo botanico 'Cesare Bicchi'. Si affacciano sul giardino attraverso quattro grandi porte-finestre ad arco a tutto sesto, sorretti da lesene poco sporgenti realizzate con materiale lapideo locale (pietra di Guamo, pietra di Matraia). Il Museo custodisce importanti collezioni di exiccata del XIX e XVIII sec. (Erbari di B. Puccinelli, Erbario particolare di Cesare Bicchi, Erbario Nicolai, ecc.), un fondo bibliotecario antico, una xiloteca, una raccolta ottocentesca di modelli carpologici appartenuta a Carlo Ludovico di Borbone e altro ancora.

Alla fine degli anni 90, a persecuzione delle antiche serre viene realizzato un nuovo edificio lineare con intelaiatura metallica e vetro anch'esso a confine con il Complesso di San Micheletto. Nei primi anni del XXI sec., sono invece completate le serre moderne più ampie e trapezoidali (circa 300 mq) che rompono la linearità delle precedenti. Interamente realizzate in ferro e vetro riprendono lo stile del corpo più antico attraverso l'involucro in muratura che avvolge i prospetti secondari dove pilastri con basi e capitelli di forma semplice sostengono una trabeazione simile a quella preesistente. Mediante una scala che gira intorno ad un prospetto laterale è possibile salire sulla passerella metallica che consente consentendo una vista insolita del giardino e con le Mura a sud. Su tre lati, l'edificio è schermato da un loggiato aperto scandito da alti pilastri che dialogano con le serre

ottocentesche e al tempo stesso sorreggono un camminamento sopraelevato. Le serre sono funzionali al ricovero invernale di numerose piante tropicali e subtropicali coltivate in vaso traslocate ogni primavera all'esterno: grandi esemplari di Ficus, palme, aracee e numerose apocinacee, di cui si ricorda una cospicua raccolta di frangipani (Plumeria sp.pl.). Presenti anche numerose piante esotiche da frutto di cui un avocado, un mango, un tamarindo, un banano, una papaya e una carambola trovano fissa dimora in 6 aiuole quadrangolari interne.

Fin dall'origine, sono pertinenze del giardino la Casermetta San Regolo, il sottostante sotterraneo e le relative cannoniere, facenti parte del complesso monumentale delle Mura urbane. Proprio in prossimità dell'ingresso al sotterraneo, nel corso del 1900 viene pensato un nuovo accesso all'Orto che si aprirà nel 1923 lungo il muro di recinzione sulla scesa del Baluardo S. Regolo (detta "di Piaggia") con lo scopo di favorire il pubblico passeggio delle Mura anche nel giardino. Il parco, già legato fisicamente e funzionalmente alla passeggiata soprastante, diventa un vero e proprio continuum della stessa. Negli ultimi anni sono stati effettuati interventi di restauro della Casermetta e per migliorare l'accessibilità ai diversamente abili (percorso sensoriale per ipovedenti e camminamento in legno dall'ingresso alla zona del laghetto, ascensore).

DESCRIZIONE STORICA

Nato come Orto accademico, oggi è un istituto culturale e museale del Comune di Lucca, rivolto alla salvaguardia del patrimonio storico, scientifico e naturalistico presente, alla diffusione della conoscenza delle piante, alla conservazione della diversità vegetale. Accanto alle collezioni viventi o Hortus vivus, esistono raccolte scientifiche e reperti naturalistici che fanno capo al piccolo ma prezioso Museo botanico 'Cesare Bicchi'. Gli erbari (Horti sicci) ottocenteschi, ne rappresentano la parte più consistente. La sua storia affonda le radici nel XIX secolo, quando Lucca, che era stata a lungo una repubblica indipendente, nel 1805 entra a far parte del Principato di Lucca e Piombino, creato e assegnato da Napoleone alla sorella Elisa e al marito Felice Baciocchi, per divenire Ducato ridisegnato dal Congresso di Vienna (1815) per i Borbone-Parma. Si inizia a parlare di stabilire un Orto botanico cittadino durante il Principato Baciocchi, quando tra il 1813-1814, il Comitato di incoraggiamento dell'agricoltura, arti e commercio e la Facoltà Medica avanzano la proposta di realizzare un giardino dove coltivare le tante erbe botaniche di cui è fertile la Lucchesia e che sono di un grande uso nella medicina. Il progetto approvato da S.A.I. Elisa Baciocchi nel febbraio 1814, rimane sospeso: la sovrana, con la sconfitta di Napoleone a Lipsia e l'arrivo delle truppe inglesi, fugge per sempre dai suoi domini nel marzo successivo. A Elisa, che governò in nome del marito con tenacia e modernità, si devono importanti interventi urbanistici, che tengono per la prima volta conto di ciò che oggi chiamiamo verde pubblico urbano. Dimostrò grande interesse per l'innovazione e la sperimentazione in agricoltura e a lei si deve l'arrivo, dai giardini della Reggia di Caserta e di Capodimonte, di numerose specie esotiche, ornamentali, rare e poco conosciute che trasformarono il giardino geometrico della Villa Reale di Marlia, sulle colline a nord della città, in un suggestivo parco di paesaggio.

Maria Luisa di Borbone, Infanta di Spagna, si insediò in città nel 1817 e resse in nome del figlio Carlo Ludovico fino al 1824, quando morì. Convinta che lo Stato dovesse investire nell'istruzione e nella formazione dei propri giovani, nel luglio del 1819, fondò il Liceo Reale, la gloriosa università lucchese che per un trentennio formò autorevoli personalità. Il Real Liceo dedicato alla Legge, alla Medicina e alla Chirurgia, alla Matematica e alla Fisica, fu presto dotato di un Gabinetto di Fisica, un Teatro Anatomico e un Gabinetto di Storia naturale. L'Osservatorio astronomico La Specola all'interno del parco della Villa Reale rimase incompiuto, ma si fondò un vero e proprio Orto botanico. Il giovane lucchese Paolino Volpi, laureatosi poco prima in Medicina a Pisa fu nominato per la cattedra di Botanica. Il Volpi è un personaggio chiave nella nascita dell'Orto, prima dell'inizio dei corsi previsti a novembre del 1819, è coinvolto dal Conte Orsetti - Direttore d'Ateneo - nella progettazione di una Scuola botanica dove, dalla primavera di ogni anno, si dovevano tenere lezioni pratiche sulle piante. La fondazione dell'Orto si fa risalire al 1820, quando il 23 maggio Maria Luisa accordò all'Ateneo, la Piaggia Romana, un vasto appezzamento a prato dalla forma irregolare, al tempo in affitto alla Fabbrica della Lana, compreso tra le mura urbane a sud-est e il Monastero di San Michele a nord, e la via omonima a ovest. Con la retrocessione del contratto di locazione, il 13 giugno 1820, il terreno fu consegnato al Liceo Reale affinché potesse realizzarvi un Orto botanico.

I lavori non iniziarono subito, bensì nel 1822, questo per evidenti problemi economici perché il Liceo non aveva un budget tale da potersi permettere di realizzare un nuovo stabilimento. Si delineano così

i settori e le principali destinazioni: nel settore meridionale, oggi occupato dall'Arboreto, si realizzano quattro grandi parterre circondanti da siepi destinati ai Botanici Sistemi, i viali in ghiaia, una serie di aiuole più irregolari popolate da alberi. Nel cuneo orientale, dove all'epoca scorreva un fossato da ponente a oriente (in seguito tombato), c'è uno specchio d'acqua destinato a idrofitorio, che nel tempo sarà ingrandito.

*Presso la Casermetta San Regolo, viene realizzata una montagnola con un percorso elicoidale. Tutta l'area viene circondata da muri, e l'ingresso principale con un ampio cancello, si apre sulla Via San Micheletto. L'Archivio di stato di Lucca, nel fondo del Liceo Reale e Pubblica Istruzione conserva alcune carte e bozze progettuali legate alla fondazione dell'Orto. Per le prime collezioni, la Sovrana autorizzò il prelievo di piante e arbusti che si trovavano nei pubblici vivai e nel parco di Villa Reale realizzato per volere di Elisa Bonaparte. Da qui provennero oltre 100 specie come il liriodendro (*Liriodendron tulipifera*), la magnolia sempreverde (*Magnolia grandiflora*), la catalpa (*Catalpa bignonioides*), il liquidambar (*Liquidambar styraciflua*), diversi ibischi (*Hibiscus*), rododendri (*Rhododendron maximum*) e le camelie (*Camellia japonica*). Piante e semi arrivarono dall'Orto botanico di Pisa e dai vivai Burdin di Chambéry (Savoia). Al 1822, risale l'introduzione del Cedro del Libano (*Cedrus libani*) che oggi con la sua maestosità domina il giardino, forse l'unico sopravvissuto dei tanti alberelli seminati, tra il 1814 e il 1818, dal prof. Gaetano Savi, tutti figli del Cedro dell'Orto botanico di Pisa, qui introdotto nel 1787 e morto nel 1935.*

I lavori più impegnativi si conclusero nel 1823 e all'Orto furono annesse strutture e edifici della cinta muraria: il sotterraneo del Baluardo San Regolo, le due cannoniere laterali per la pipiniera, la Casermetta San Regolo come aula. Da quell'anno ebbero finalmente inizio le esercitazioni del Prof. Volpi, seguite con grande entusiasmo dagli studenti del Liceo. La Casermetta resterà a servizio delle lezioni di Botanica fino al 1867.

Per ragioni economiche, la parte settentrionale del giardino, oggi occupata dall' Hortus sanitatis, e dall'esposizione estiva delle piante tropicali, fu presto destinata a vivaio, dove coltivare e vendere piante al pubblico: vi si potevano acquistare alberi, arbusti, erbacee, varietà ornamentali e fruttifere fino allora sconosciuti a livello locale. Grazie ai notevoli introiti, nel 1826 si realizzò la prima serra riscaldata che ancor oggi, si affaccia nel settore nord del giardino a confine con il Complesso di San Micheletto.

Nel 1833, al Volpi, succede l'allievo e neolaureato in Medicina, Benedetto Puccinelli che si dedicò con passione e metodo all'insegnamento, alla direzione dell'Orto, alla ricerca di campo, all'erborizzazione. Ci lascia un'importante opera edita sulla flora della Lucchesia a cui corrisponde una ricca collezione d'erbario perfettamente conservata. Tra i suoi manoscritti, quello sui funghi indigeni, corredato di raffinate tavole iconografiche, oggi conservate tra i materiali della biblioteca, è stato pubblicato postumo solo nel XXI sec.

Dell'assetto planimetrico dell'epoca, si ha una buona rappresentazione nella Tavola Sesta della Mappa del Quinto circondario risalente al 1838, conservata all'Archivio di Stato di Lucca nel fondo Catasto Nuovo.

Nel 1843, l'Orto fu sede dell'adunanza dei Botanici Italiani convenuti a Lucca per la V Unione degli Scienziati Italiani, come ricorda una maiolica ovale apposta sul facciata interna della Casermetta San Regolo.

La reversione del Ducato di Lucca al Granducato di Toscana, nel 1847, segna l'inizio dello smantellamento dell'Ateneo lucchese fino alla sua totale trasformazione nel Liceo classico 'Machiavelli' dopo l'Unità d'Italia. Anche le sorti dell'Orto vacillano, inoltre le entrate del vivaio si sono assai ridotte.

Puccinelli muore nel 1850 e diviene prefetto Attilio Tassi, naturalista pisano, che consolida i rapporti e gli scambi con molti orti italiani e esteri. Chiamato nel 1860 all'Ateneo di Siena, la direzione dell'Orto passa a Cesare Bicchi, medico e botanico, allievo prediletto del Puccinelli. Professore, prima di Botanica alla Scuola di Farmacia dismessa intorno al 1870 poi di Storia naturale al Liceo e Ginnasio, rimarrà alla guida dell'Orto per oltre 40 anni, assistendo al graduale e completo affrancamento dell'istituto da qualsiasi organismo scolastico. L'Orto, ormai di proprietà demaniale, dal 1868, è sostenuto finanziariamente dal Comune di Lucca, che ne acquisisce il possesso solo nel 1903.

Al Bicchi si deve gran parte dell'assetto attuale con l'ampliamento del laghetto e dell'arboreto e si attribuisce l'introduzione di alberi ora maestosi come il Ginkgo biloba, i cipressi calvi di palude e altre gimnosperme. Con l'accrescimento delle collezioni scientifiche, trasformò alcuni locali adiacenti alle Serre destinandoli a Biblioteca, l'Erbario, la Scuola e il Gabinetto del Direttore. Bicchi rivestì importanti ruoli istituzionali, tra questi merita ricordare quello di "deputato del pubblico passaggio delle mura" occupandosi direttamente della progettazione delle alberature e dell'introduzione specie e varietà arboree.

Con la sua morte nel 1906, inizia un lungo periodo di incertezza e depauperamento delle collezioni, esacerbato dalle due guerre. A periodi alterni, quello che era l'Orto vero e proprio diviene parco aperto annesso al pubblico passeggio della Mura, luogo di svago e diletto. Per favorire la promenade, nel 1923 viene aperta una nuova entrata che si affaccia sulla Scesa del Baluardo San Regolo e realizzata una rampa per accedere all'Orto. Contemporaneamente, tramite una cancellata in lamiera stirata, il settore meridionale adibito al pubblico passeggio è separato da quello settentrionale, adibito a vivaio. Mentre le attività scientifiche e didattiche scemano, prendono il sopravvento l'attività vivaistica e la floricoltura. Così negli anni 30 viene installata una serra in metallo e vetri, sostituita successivamente con manufatti più efficienti, sempre per scopi produttivi.

Solo dagli anni 70 prende avvio una vera e propria riconsiderazione dell'origine, del ruolo, della missione dell'Orto botanico lucchese. L'amministrazione comunale non rimane indifferente ai solleciti e alle proposte scientifiche dell'Istituto di Botanica dell'Università di Pisa e nel maggio del 1974 è qui organizzata la Riunione del Gruppo di Floristica della Società Botanica Italiana.

Una svolta sostanziale si ha intorno al 1980 con l'avvio di vere e proprie attività di curatela. Con il supporto dell'Ateneo pisano, si ripristinano e realizzano ex-novo le collezioni, si riavvia l'attività dell'Index Seminum, si intensificano gli scambi con altre istituzioni e si portano avanti importanti azioni di conservazione ex-situ. Si riprendono le attività e le ricerche in campo micologico come tracciate dal Puccinelli oltre 130 anni prima.

L'Orto botanico nel 1999, passa dal settore Parchi e Giardini all'Opera delle Mura, istituzione strumentale del Comune di Lucca, finalizzata alla gestione, tutela e valorizzazione del complesso monumentale delle mura rinascimentali. A tale gestione sono riferibili la ricostruzione delle serre moderne adibite alla conservazione ostensione di piante tropicali, la ristrutturazione della Casermetta San Regolo, il riordino e restauro della biblioteca e degli erbari, nonché l'avvio di importanti progetti per implementare e valorizzare la vocazione scientifica e didattica dell'istituzione.

Nel 2019, alle soglie del Bicentenario, l'Orto rientra sotto il controllo diretto dell'amministrazione comunale, che lo affida all'ambito operativo culturale.

6.2 ESTRATTI VOLI AEREI



Volo 1954



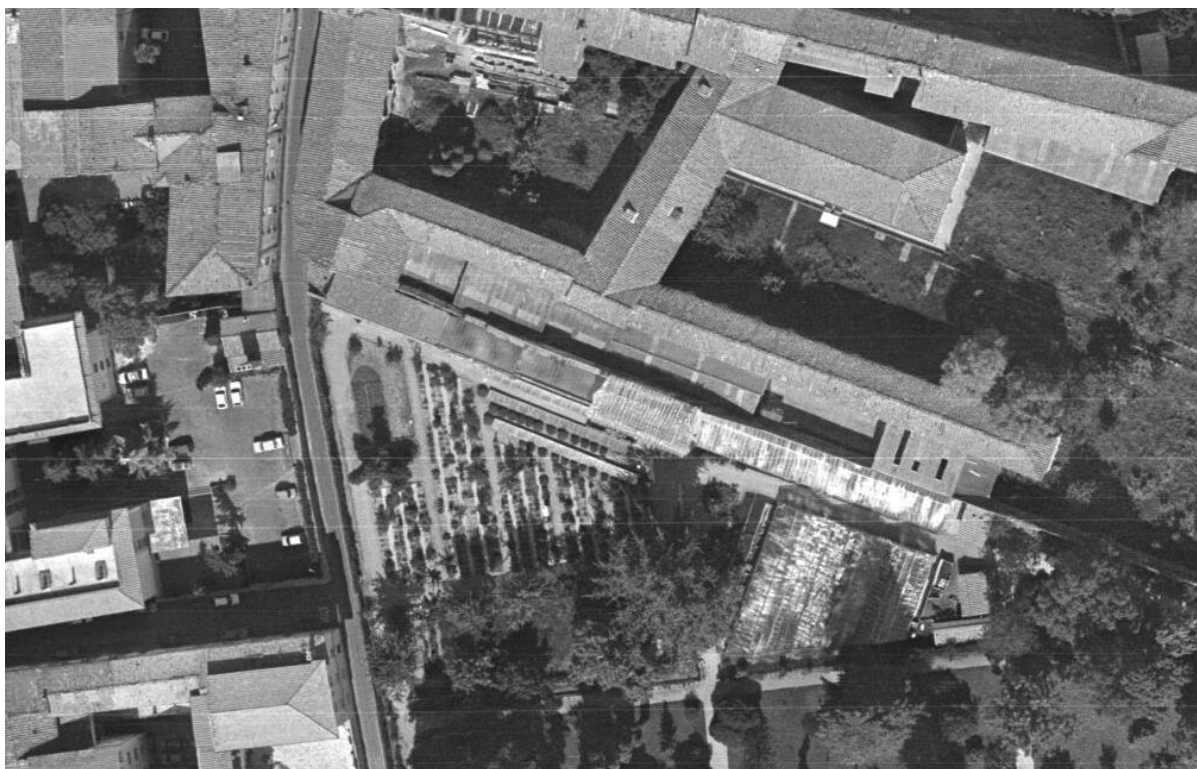
Volo 1965



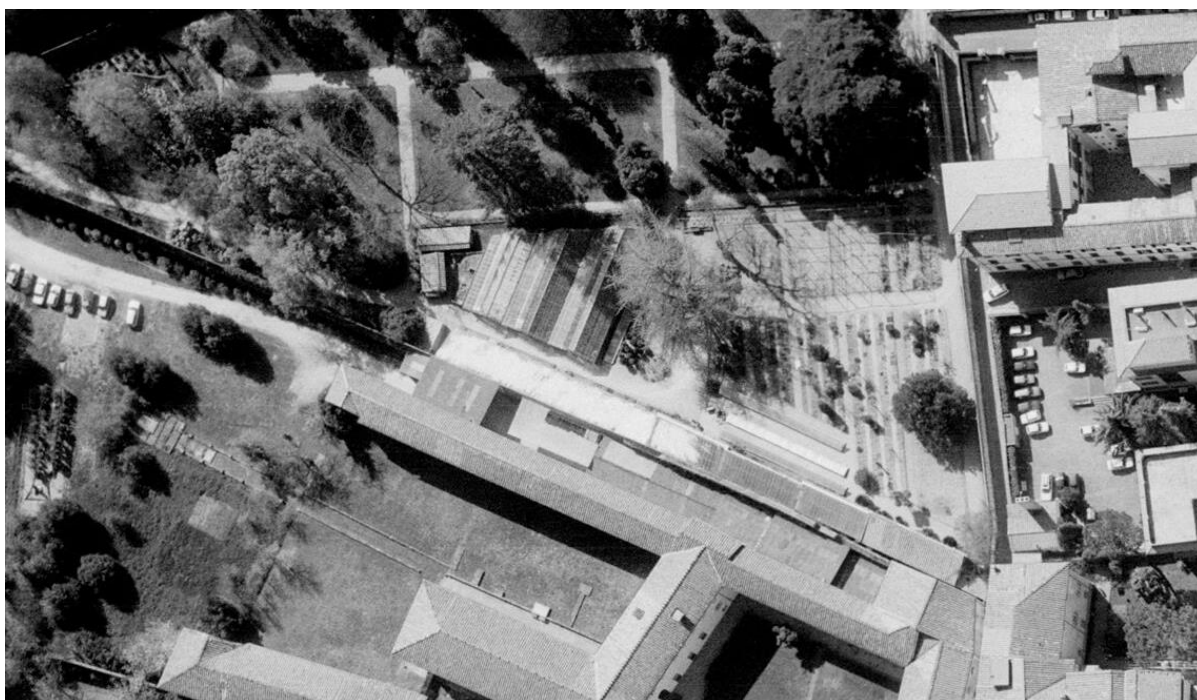
Volo 1975



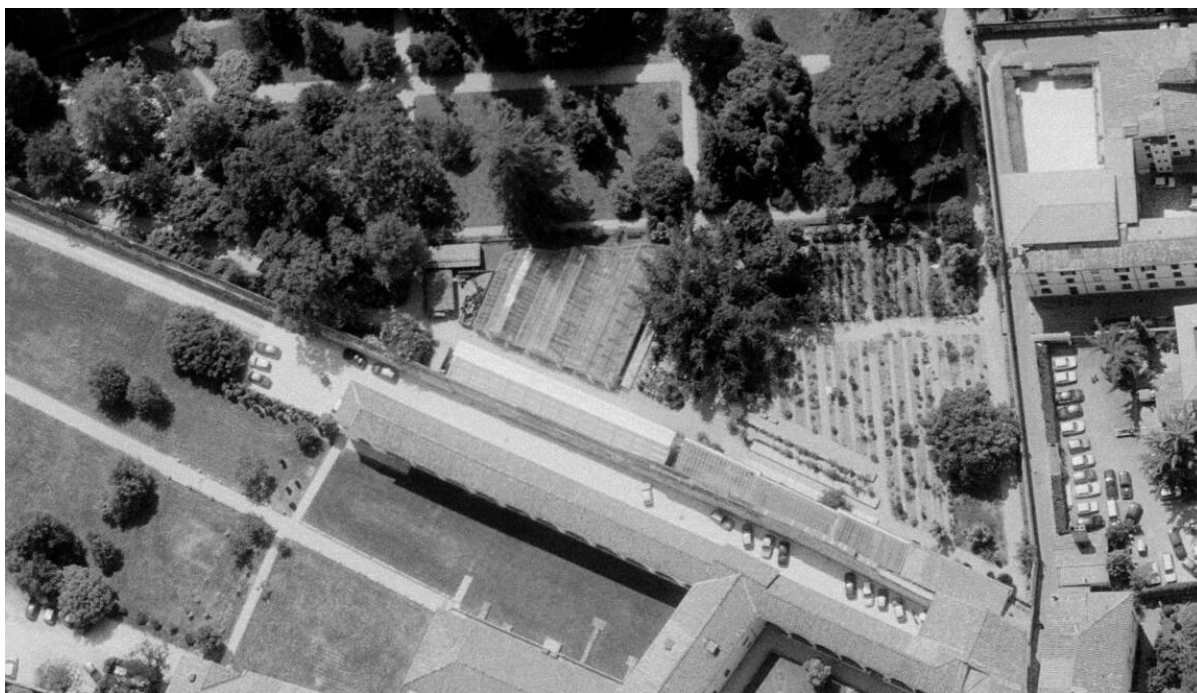
Volo 1980



Volo 1985



Volo 1994



Volo 2000



Volo 2010



Volo 2021

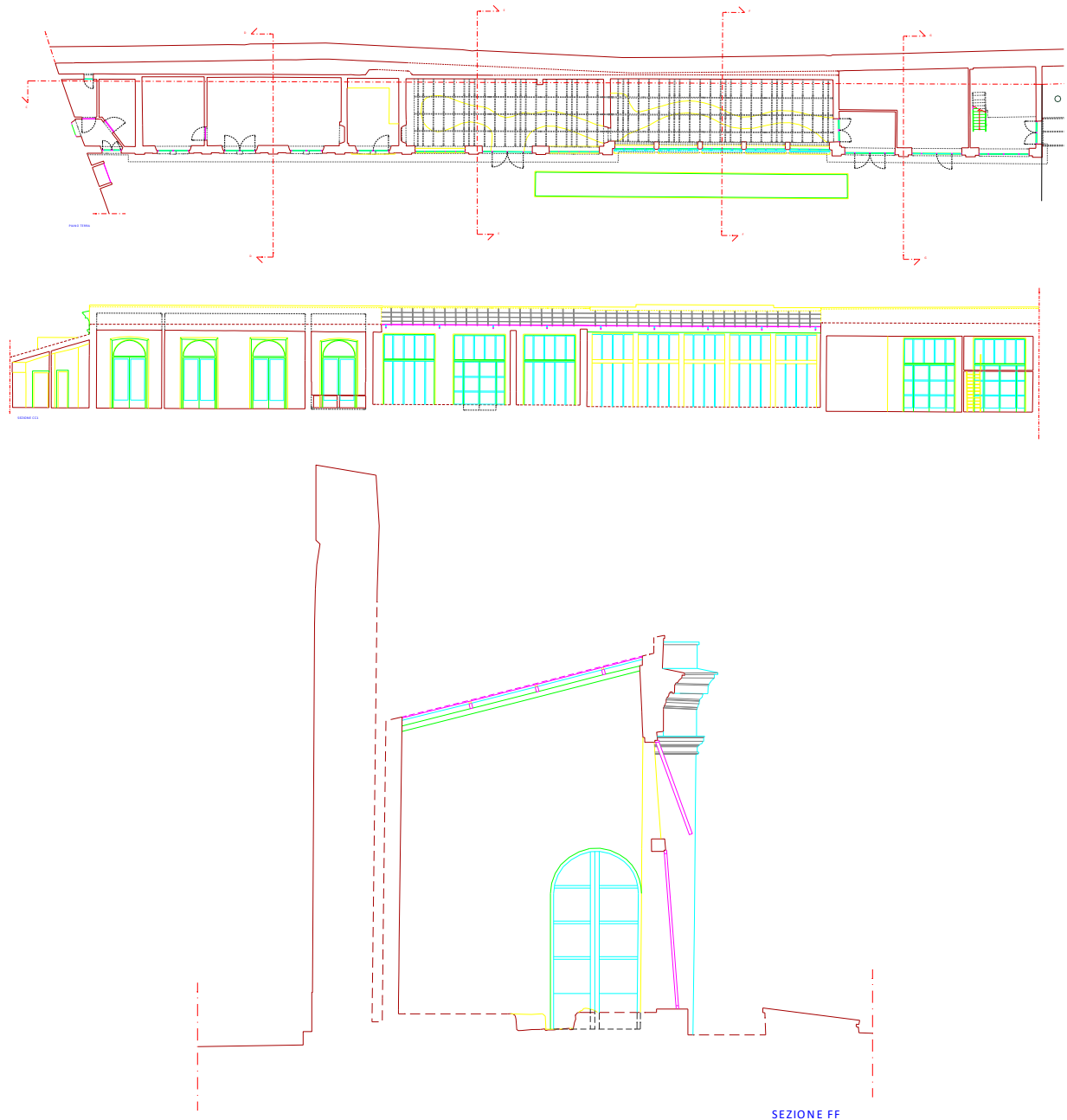
6.3 DATAZIONE DELLE OPERE

Questo corpo di fabbrica è già presente nel primo volo del 1954 con una conformazione simile a quella ad oggi esistente se non per le coperture che erano tutte cieche, non trasparenti. La trasformazione delle coperture in quelle vetrate odierne avviene tra il 1980 e il 1985.

6.4 RILIEVO GEOMETRICO

Lo sviluppo plano-altimetrico dell'opera è stato ricavato sia dai disegni forniti dalla committenza sia da un rilievo ex-novo eseguito nel dettaglio con laser scanner.

Si riportano di seguito alcune immagini del rilievo.



6.5 ELEMENTI SECONDARI

Secondo quanto riportato al par. 7.2.3 non sono presenti elementi secondari, pertanto la loro eventuale distribuzione non influenza il calcolo con incrementi delle eccentricità accidentali.

6.6 VERIFICA REGOLARITA'

REGOLARITA' DELLA SRUTTURA IN PIANTA	
la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta e inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	NO

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

6.7 CAMPAGNA DI SAGGI

Per il dettaglio della campagna dei saggi eseguita si rimanda al relativo rapporto di prove e certificati.

6.8 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

6.8.1 LIVELLO DI CONOSCENZA DA RAGGIUNGERE LC2

- §C8.5.2.1 Indagini estese (murature): i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione.
- §C8.5.3.1 Prove estese (murature): Si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.

- §C8.5.2.2 Indagini estese (c.a. e acciaio): si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti.
- §C8.5.3.2 Prove estese (c.a. e acciaio): prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova o quando i valori ottenuti con le prove limitate risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o sui certificati originali.
- §C8.5.3.2 Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, in generale, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova conformi a quanto richiesto per le nuove costruzioni nella normativa dell'epoca di costruzione.
- §C8.5.3.2 Unioni di elementi d'acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, ove possibile, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione delle caratteristiche meccaniche rilevanti, quali la tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento. Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, ad integrazione di quelli sopra descritti, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive.
- §C.8.5.4 LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione).

6.8.2 MATERIALI DICHIARATI NEI DOCUMENTI DI PROGETTO

- Non è stata rinvenuta alcuna documentazione progettuale.

6.8.3 PARERI CTS IN MERITO AI SAGGI

- Parere 83 => Nel caso di elementi strutturali in acciaio non identificabili si ritiene comunque necessario effettuare almeno un prelievo in situ al fine di classificarlo tramite analisi ed eventualmente sottoporlo a prova per determinarne le caratteristiche meccaniche.
- Parere 94 => In fase di valutazione delle caratteristiche meccaniche delle murature esistenti è possibile fare riferimento alle procedure della metodologia IQM. Tuttavia i valori così determinati devono rientrare tra i valori di riferimenti indicati nella Circolare esplicativa 7/2019 (Tab. C8.5.I). E' altresì possibile utilizzare l'indice IQM per giustificare l'impiego dei coefficienti correttivi. Riguardo ai valori desumibili dall'utilizzo dell'Abaco delle murature (www.abacomurature.it) si ricorda che i valori delle tabelle sono stati tarati sulla base dei valori contenuti nella Tab. C8.5.I della Circolare esplicativa 7/2019.
- Parere 103 => Nel caso di malte di ordinaria resistenza media a compressione (f_m stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm²), l'esecuzione di prove, qualora ritenuta necessaria, può essere eseguita direttamente in situ, in via speditiva (ad esempio con sclerometri o penetrometri specifici per malte). Le prove sulle malte, anche speditive, possono essere omesse quando si sia in presenza di leganti di evidente buona capacità. Le prove sulle malte dovranno invece essere necessariamente eseguite allorquando si dovesse fare ricorso al coefficiente correttivo previsto per malte di buone caratteristiche (indicativamente con $f_m > 1,5$ N/mm²) nella tabella C8.5.II. In questi casi il progettista valuterà se eseguire, oltre alle prove speditive, anche ulteriori prove di caratterizzazione meccanica.
- Parere 109 => In merito alle caratteristiche meccaniche dei materiali delle strutture di fondazione si può ritenere sufficiente l'utilizzo di dati cautelativi minimi (ad es. i minimi

previsti dalla normativa dell'epoca di realizzazione, o quelli derivanti da un progetto simulato) senza l'esecuzione di specifiche indagini, che viceversa si ritengono necessarie se sono utilizzati valori più elevati delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Analogamente il terreno dovrà essere sufficientemente indagato al fine di fornire una valutazione circa eventuali problematiche di natura geotecnica.

6.8.4 PARERI CTS IN MERITO ALLE VERIFICHE DEL SISTEMA FONDALE

Parere 4/2023:

- **MIGLIORAMENTO:** la verifica del sistema di fondazione per gli interventi di miglioramento può non essere necessaria se gli esiti della verifica sommaria di idoneità del sistema di fondazione esistente sono favorevoli, se non sono previste modifiche della geometria o della tipologia della fondazione esistente, se non sono apportate modifiche sostanziali alle azioni trasmesse al sistema di fondazione, se non sussistono condizioni che possono dare luogo a fenomeni di instabilità globale e se non sussiste nessuna tra le condizioni di cui al cap. 8.3:
 - nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
 - siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
 - siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.
- **ADEGUAMENTO:** Nel caso di adeguamento si ritiene che il progettista debba effettuare le attività di rilievo, calcolo e verifica anche del sistema fondale al fine di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione (vds. Par. C8.4.3) – tale asserzione evidentemente si riferisce alle metodologie di verifica adottate dalle attuali NTC (verifiche STR e GEO). Appare evidente la necessità di acquisire tutte le informazioni necessarie del sistema fondale e dell'intorno (rilievo fondale e caratterizzazione geologica, geotecnica, sismica).

6.8.5 DEFINIZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI

Gli elementi primari sono quelli la cui resistenza e capacità deformativa condizionano in modo decisivo la stabilità e la sicurezza della costruzione, in particolare nei confronti dell'azione sismica.

Secondo NTC 2018 (Cap. 7.2.3 e seguenti):

- In un edificio in cemento armato: travi, pilastri, pareti portanti, nuclei di controvento, diaframmi orizzontali.
- In strutture in acciaio: colonne, travi portanti del sistema resistente, controventi, giunzioni.
- In muratura: pareti portanti, setti, archi e volte con funzione di stabilità.
- In legno: telai portanti, travi principali, colonne, controventi.

Gli elementi strutturali primari risultano essere le murature; le travi metalliche della copertura non partecipano alla resistenza sismica in quanto travi semplicemente appoggiate.

§C8.5.4.2: A titolo esclusivamente orientativo, nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI si lega il livello (limitato, esteso, esaustivo) delle indagini alla quantità di rilievi dei dettagli costruttivi e di prove per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Rimane inteso che il piano delle indagini deve essere opportunamente calibrato in funzione dell'analisi preliminare (v. § C8.5.2.2 e C8.5.3.2) e quindi, in relazione al livello di conoscenza da raggiungere, orientato agli approfondimenti necessari nelle zone della costruzione ove risulti opportuno, sia in relazione all'impegno statico delle diverse membrature e al loro ruolo riguardo alla sicurezza della struttura, sia in relazione al grado di omogeneità dei risultati delle prove preliminari e al loro accordo con quanto previsto dai documenti originari.

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

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

Tabella C8.5.VI – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di acciaio

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei collegamenti) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro...)	
<i>limitato</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

NOTE ESPLICATIVE ALLE TABELLE C8.5.V E C8.5.VI Le percentuali di elementi da indagare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nelle Tabelle C8.5.V e C8.5.VI hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

- Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per geometria e ruolo uguali nello schema strutturale.
- Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per acquisire il livello di conoscenza desiderato è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali, con esclusione delle staffe.
- Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con almeno il triplo di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.
- Il numero di provini riportato nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera, tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

6.8.6 INDAGINI DA ESEGUIRE AL FINE DI CONSEGUIRE LC2

- FONDAZIONI: Indagini estese escluse per l'analisi di vulnerabilità sismica.
- ELEVATO: Indagini estese automaticamente soddisfatte dal rilievo geometrico completo eseguito con laser scanner delle strutture che sono tutte in vista.
- SOLAI: Indagini estese soddisfatte dal rilievo geometrico completo eseguito con laser scanner delle strutture che sono tutte in vista per la parte delle vetrate e dai saggi condotti di caratterizzazione degli elementi per la parte in latero-cemento.

6.8.7 PROVE DA ESEGUIRE AL FINE DI CONSEGUIRE LC2

- FONDAZIONI: Prove estese escluse per l'analisi di vulnerabilità sismica.
- ELEVATO IN MURATURA: Prove estese: viene condotta l'indagine visiva estesa sia per quanto riguarda la tessitura muraria che per quanto riguarda la qualità della malta (in quanto la

muratura da un lato si presenta interamente priva di intonaco) accompagnata da una prova sclerometrica sulla malta e una indagine endoscopica nella muratura.

- ELEVATO IN ACCIAIO: Prove estese: vista l'assenza dei certificati dei materiali, vengono eseguiti prelievi in sito da sottoporre a prove di laboratorio oltre alle prove dirette in sito di tipo non distruttiva, una per ciascun elemento primario tipologico rappresentativo (un pilastro frontale).
- SOLAI: Prove estese: viene condotta la caratterizzazione degli acciai degli elementi del solaio della copertura (primari e secondari).

6.8.8 LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO

Sulla base di:

- la tipologia della struttura in muratura portante;
- l'impegno strutturale degli elementi ridotto;
- l'estensione in pianta ed in elevato della struttura (monopiano),

gli elementi strutturali primari indagati sono del tutto rappresentativi degli apparati sismo resistenti.

Per tutto quanto sopra il livello raggiunto è LC2.

6.8.9 FATTORE DI CONFIDENZA ADOTTATO

Il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto è secondo §8.5.4 NTC18 FC=1.2.

Essendo la struttura in esame di tipo misto in muratura e telaio metallico vengono prese in considerazione le Linee Guida Beni Culturali (DPCM 09/02/2011) soltanto per la parte delle strutture in muratura.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	FC1 = 0.05
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	FC1 = 0
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	FC2 = 0.12
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	FC2 = 0.06
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	FC2 = 0
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	FC3 = 0.12
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	FC3 = 0.06
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	FC3 = 0
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	FC4 = 0.06
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	FC4 = 0.03
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	FC4 = 0

Dalla tabella devono essere ricavati i valori di FC1, FC2, FC3 FC4 e sommati secondo la formula seguente per ottenere il fattore di confidenza:

$$F_C = 1 + \sum_{\alpha=1}^4 F_{C\alpha}$$

Pertanto si ottiene:

$$FC1 = 0.05$$

$$FC2 = 0.06$$

$$FC3 = 0.06$$

$$FC4 = 0$$

il fattore di confidenza totale risulta FCtot = 1.17

Dato l'allineamento del valore ottenuto mediante la stima prevista nelle linee guida con quello normativo delle NTC18, si assume il valore maggiore tra i due a vantaggio di sicurezza (FC = 1.2).

6.9 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

6.9.1 ARMATURE DEL SOLAIO

Caratterizzazione del materiale – tondini lisci Ø10 mm del solaio

Identificazione e caratterizzazione del materiale

Nel corso delle indagini condotte sui solai delle serre ottocentesche è stata effettuata una caratterizzazione meccanica dei tondini lisci Ø10 mm impiegati come armatura delle nervature. Le prove, eseguite in sito dal "Solaio 1° impalcato", hanno restituito valori di durezza riconducibili alle resistenze a trazione compresi nei seguenti intervalli:

Campione	Tipo	Ø [mm]	f _t [MPa]
DR1	Liscio	10	400–414
DR2	Liscio	10	383–397
DR3	Liscio	10	386–411

La resistenza media a trazione risulta pertanto ≈ 400 MPa, con una variabilità molto contenuta (circa ±15 MPa), indice di una buona omogeneità del materiale all'interno dell'elemento strutturale.

Riscontro metallurgico e inquadramento storico

Le caratteristiche riscontrate sono pienamente coerenti con l'impiego di acciaio liscio di vecchia generazione per armature ordinarie, tipico delle costruzioni realizzate tra gli anni '50 e '80.

La letteratura tecnica e le normative storiche riportano i seguenti valori tipici:

Classe storica	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]	A% min.	Tipologia
FeB22k	220	360	25	Liscio

Classe storica	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	A% min.	Tipologia
FeB28k	280	440	22	Liscio (meno diffuso)
FeB32k	320	480	20	Nervato
FeB44k	440	540	16	Nervato alta resistenza

Il valore medio misurato $f_t \approx 400$ MPa si colloca in una fascia intermedia tra FeB22k e FeB28k. Tuttavia, la morfologia del campione (barra liscia), la cronologia dell'opera e la distribuzione dei valori suggeriscono l'utilizzo della classe FeB22k, storicamente la più diffusa nelle opere ordinarie dell'epoca.

Risultati delle prove indirette

In questo caso le prove indirette confermano la coerenza metallurgica del materiale:

- le resistenze ricavate si presentano omogenee,
- non emergono anomalie o discontinuità,
- i valori superiori alla classe storica sono attribuibili alle tolleranze produttive e alle metodologie di trafilatura dell'epoca.

Interpretazione normativa e classificazione del materiale

Ai sensi delle NTC 2018 (§8.5.3) e della Circolare 7/2019 (§C8.5.3.1), la classificazione del materiale in edifici esistenti deve basarsi su criteri prudenziali, soprattutto in presenza di un numero limitato di prove dirette e di prove indirette non utilizzabili per riclassificare la resistenza.

Pertanto, nonostante i valori sperimentali risultino superiori, la classe da adottare ai fini delle verifiche è:

Acciaio FeB22k

- $f_{yk} = 220$ MPa
- $f_{tk} = 360$ MPa (valore normativo)
- coerente con la morfologia (tondino liscio),
- coerente con il periodo storico,
- prudenziale rispetto alle NTC per costruzioni esistenti.

6.9.2 ACCIAIO TRAVI COPERTURA

Caratterizzazione meccanica – elementi metallici (correnti e travi INP)

Nell'ambito delle indagini sulle strutture metalliche delle Serre Ottocentesche, sono state eseguite prove di durezza portatili su alcuni elementi secondari di copertura, costituiti da correntini 50×90 mm e travi INP 50×100×5 mm, mediante strumentazione portatile a metodo di impatto (Leeb). Le misure, riportate nelle tabelle DR6 e DR7, hanno restituito valori di durezza compresi tra HB = 117–127, corrispondenti – secondo le relazioni di conversione della EN ISO 18265 – a resistenze a trazione indirette pari a:

- correntini: $f_t = 404$ – 438 MPa
- travi INP: $f_t = 404$ – 428 MPa

Tali valori sono significativamente superiori a quelli tipici della classe S235 ($f_{tk} \approx 360$ MPa) e ricadono pienamente all'interno del campo delle resistenze associate alla classe S275 ($f_{tk} \geq 410$ MPa), risultando pertanto del tutto coerenti con un acciaio strutturale di qualità superiore rispetto alla classe minima S235.

Le prove di durezza, pur essendo indirette e non sostitutive di prove di trazione (NTC 2018 §8.5.3; Circolare 7/2019 §C8.5.3.1), forniscono un'indicazione chiara e omogenea del livello meccanico del materiale. Si segnala che eventuali fenomeni di sottostima dovuti a condizioni di prova in opera (riscontro non rigido, spessori ridotti, elementi snelli) tendono normalmente ad abbassare – non ad alzare – le letture di durezza: pertanto i valori ottenuti rappresentano una stima cautelativa, e non una sovrastima.

Considerando:

- la consistenza dei risultati sulle diverse prove,
- la collocazione dei valori interamente nella fascia tipica degli acciai S275,
- il periodo di realizzazione dell'opera, in cui tali acciai erano già ampiamente diffusi,
- la natura secondaria degli elementi (travi leggere e correntini di copertura),
- e il fatto che la metodologia di prova tende a penalizzare la misura e non ad incrementarla,

si ritiene tecnicamente giustificata e coerente la classificazione del materiale come Acciaio S275 (classe strutturale pienamente compatibile con i valori misurati e con le prestazioni richieste per gli elementi di copertura).

La classificazione S275 risulta inoltre favorevole al buon esito delle verifiche svolte e trova pieno riscontro nei valori sperimentali disponibili.

Le prove di durezza restano, nel presente contesto, uno strumento qualitativo, ma forniscono un quadro chiaro e univoco sull'omogeneità del materiale e sull'assenza di degrado meccanico significativo, consentendo di assumere la classe S275 con adeguato margine di sicurezza tecnica.

6.9.3 MURATURE

Caratterizzazione della muratura – Serre 800 (murature storiche)

La caratterizzazione delle murature storiche delle Serre Ottocentesche è stata svolta integrando gli esiti delle prove sclerometriche sulle malte (SCM_01–SCM_06), delle indagini endoscopiche (END_01–END_02) e delle osservazioni dirette sui saggi eseguiti sui paramenti murari (S_01–S_06). Le prove sclerometriche hanno restituito valori medi dell'indice di rimbalzo compresi tra 10.0 e 11.3, corrispondenti a una resistenza a compressione della malta inferiore a circa 1.4 N/mm², perfettamente coerente con malte di calce aerea di qualità modesta, tipiche delle murature storiche prive di omogeneità costruttiva e non classificabili come “buone” ai sensi della Circolare 7/2019.

Le indagini endoscopiche hanno evidenziato una muratura mista in laterizio pieno e pietrame, con spessori variabili fra 30 e 47 cm, caratterizzata da vuoti interni, materiale incoerente, discontinuità di posa e assenza di ammorsamenti efficaci. Tale configurazione conferma la presenza di una tipica muratura “a sacco”, con nucleo interno non collaborante e paramenti esterni costituiti da elementi lapidei e laterizi di pezzatura irregolare.

Le osservazioni visive sui saggi hanno rilevato condizioni ripetitive e omogenee su tutta la linea muraria:

- coesione ridotta dei giunti,
- malta degradata con arretramento e perdita di adesione,
- tessitura irregolare con materiali eterogenei,
- presenza di umidità ascendente, efflorescenze saline e disgregazioni localizzate,
- frammenti lapidei e laterizi discontinui, con paramenti non ammorsati.

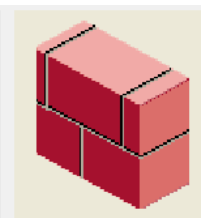
Sulla base delle risultanze sperimentali e visive, ai sensi delle Tabelle C8.5 della Circolare 7/2019, la muratura viene ricondotta alla tipologia:

- Muratura mista in pietrame e laterizio con malta di calce di qualità modesta,

senza applicazione del coefficiente migliorativo previsto per malte buone.

Per coerenza con quanto prescritto da NTC 2018 §8.5.3, i valori meccanici di riferimento vengono assunti in prossimità dei valori medi tabellati per murature storiche miste e non omogenee.

Stringa identificativa	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli pietre erratiche e irregolari) - Circ. n617/2009 - LC2
Generalità	
<input checked="" type="checkbox"/> Materiale esistente	
Fattore di confidenza FC m	1.2
Resistenze	
Resistenza fm	14.0 [daN/cm ²]
Resistenza fhm	7.0 [daN/cm ²]
Resistenza fv0m	0.26 [daN/cm ²]
Resistenza fv0hm	0.26 [daN/cm ²]
Resistenza tau0m	0.26 [daN/cm ²]
Resistenza fvlimm	2.08 [daN/cm ²]
Coefficiente mu tilda	0.448
Coefficiente fi	0.5
Resistenza fbN	22.4 [daN/cm ²]
Resistenza fbm	28.0 [daN/cm ²]
Resistenza fbhm	5.6 [daN/cm ²]
Resistenza fbtm	2.8 [daN/cm ²]
Setta i valori non introdotti (=0)	setta i valori = 0
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per aste non l...	
<input type="checkbox"/> Muratura consolidata	
Proprietà	
Peso specifico	1.9000e-03 [daN/cm ³]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Dilatazione termica 2	1.0000e-05 [1/C]
Dilatazione termica 3	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
Costanti elastiche	
Modulo E	8700.0 [daN/cm ²]
Poisson	0.0
Modulo G	2900.0 [daN/cm ²]
<input checked="" type="checkbox"/> Ortotropo	
Costanti elastiche ortotropo	
Modulo E2	8700.0 [daN/cm ²]
Modulo E3	8700.0 [daN/cm ²]
Poisson 1-3	0.0
Poisson 2-3	0.0
Modulo G1-3	2900.0 [daN/cm ²]
Modulo G2-3	2900.0 [daN/cm ²]



6.10 TIPO DI ANALISI SISMICA CONDOTTA

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

Per la valutazione del comportamento sismico del fabbricato esistente in muratura è stata eseguita un'analisi non lineare di tipo *push-over*, finalizzata alla stima della capacità globale e del relativo grado di sicurezza. Parallelamente, per la verifica statica dei principali elementi portanti verticali è stata condotta un'analisi statica lineare, mentre per gli orizzontamenti sono stati sviluppati specifici calcoli dedicati, atti a valutarne la rigidezza e la capacità resistente.

6.11 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

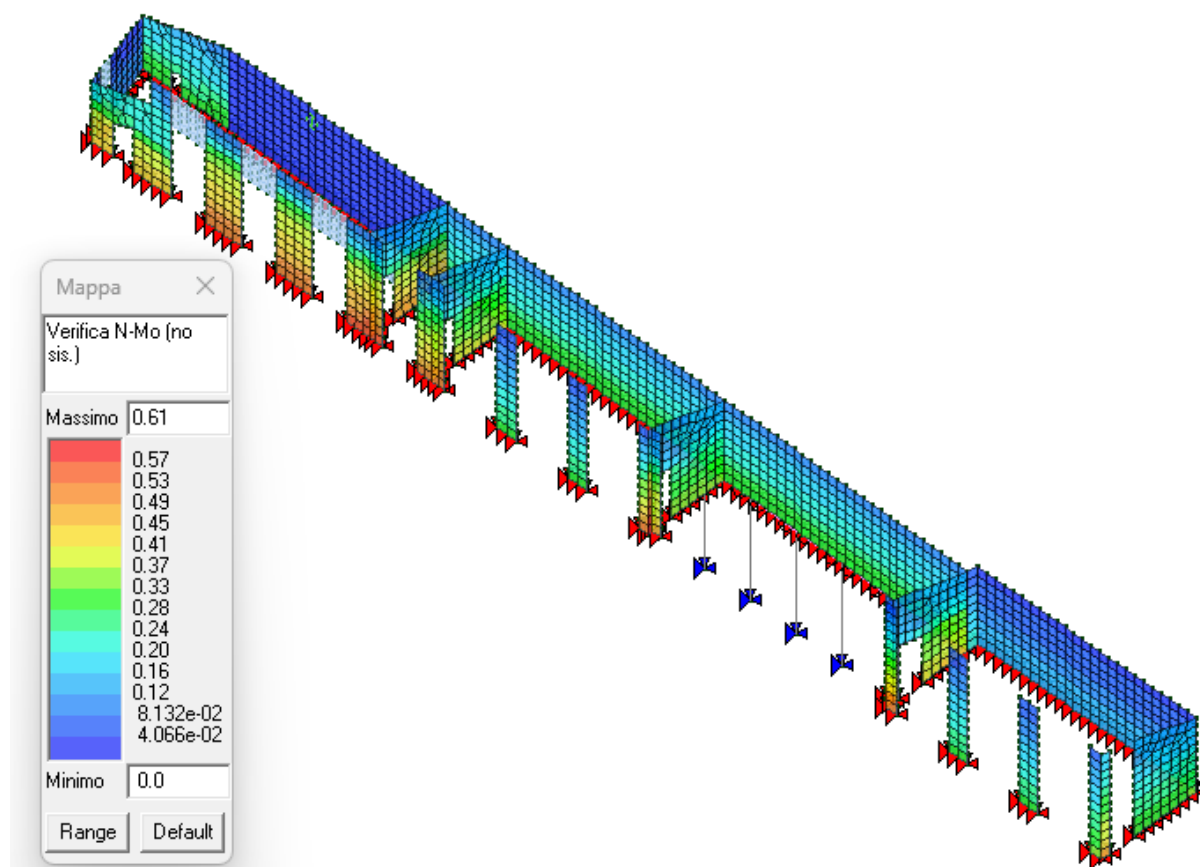
Per la descrizione completa del modello di calcolo si rimanda al fascicolo dei calcoli allegato.

7 PRINCIPALI RISULTATI

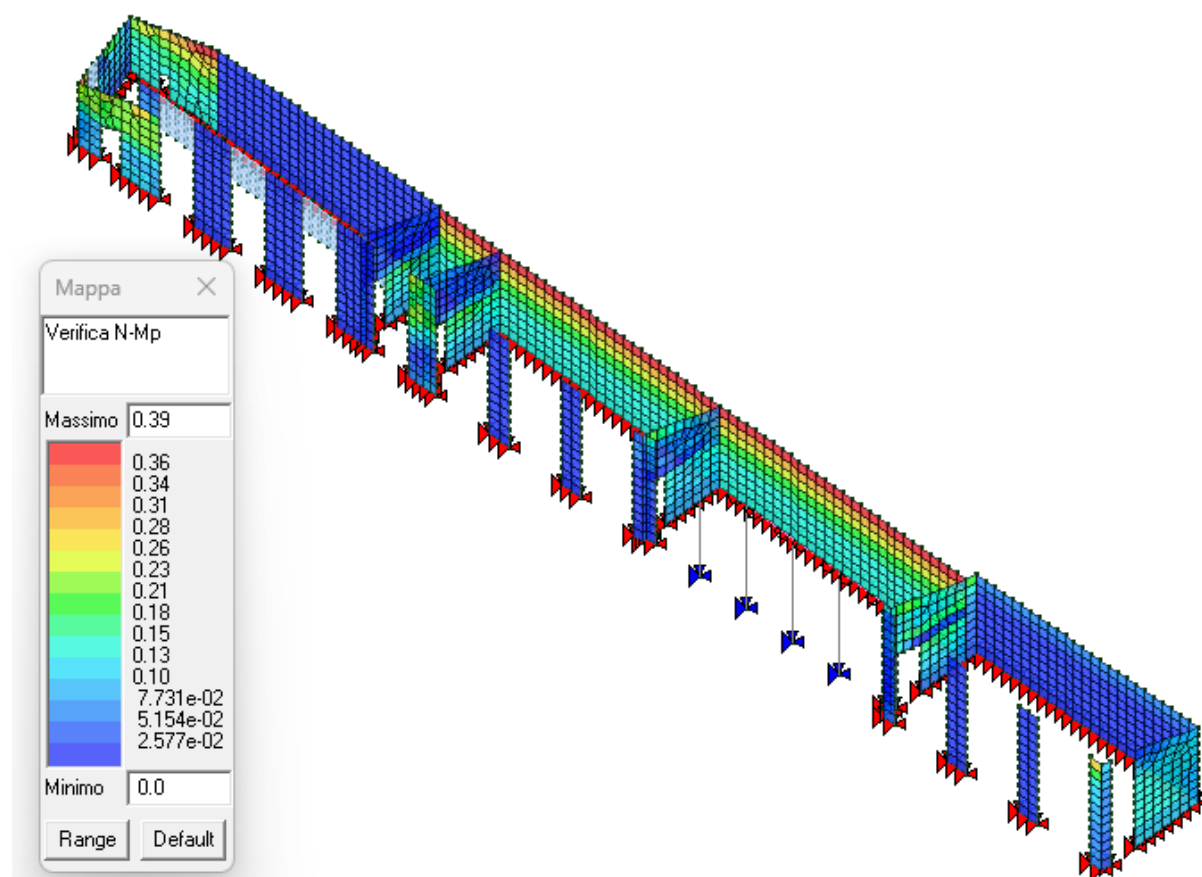
Si riportano di seguito molto brevemente i principali risultati delle verifiche condotte.

7.1 PRINCIPALI RISULTATI ANALISI STATICA

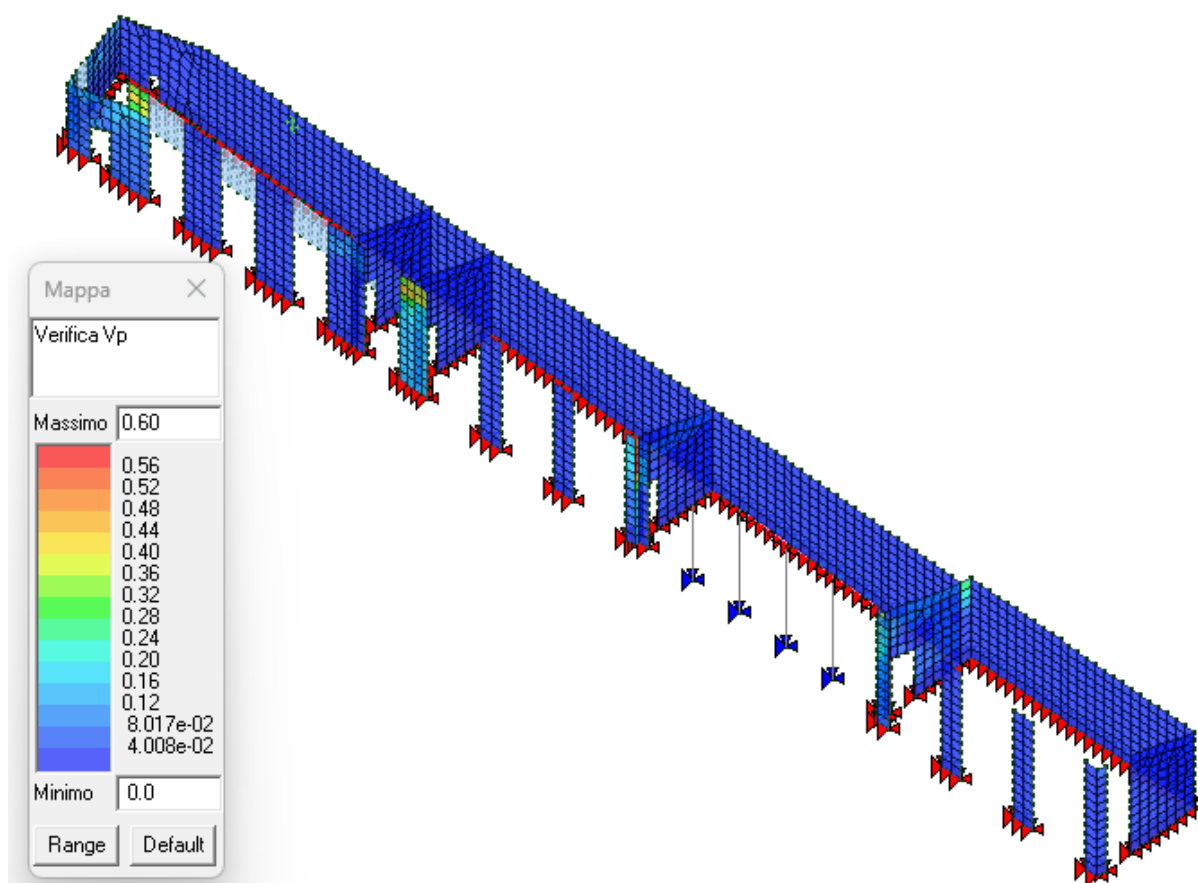
7.1.1 MURATURE



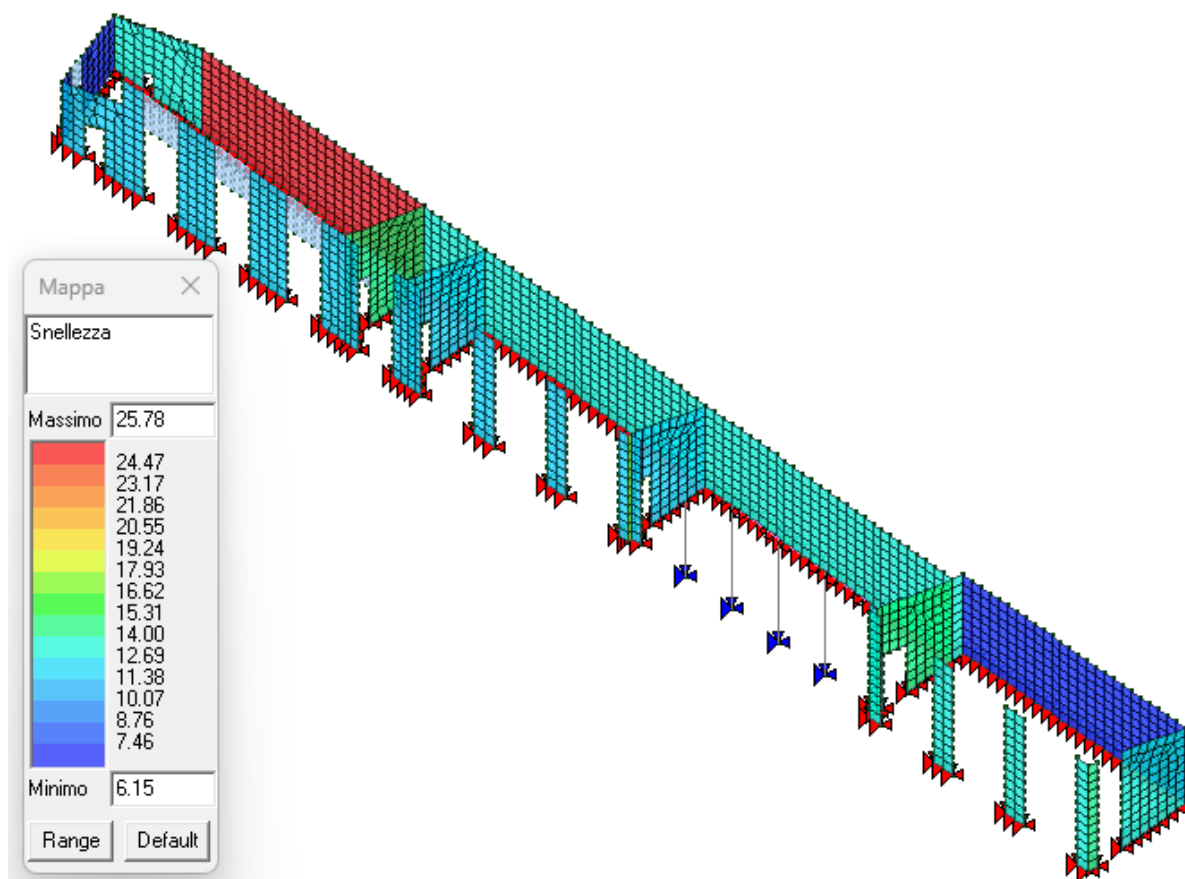
Verifica N-Mo (no sis.): verifica a pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari per i soli carichi statici senza interventi di rinforzo (formula 4.5.4 D.M.2018)



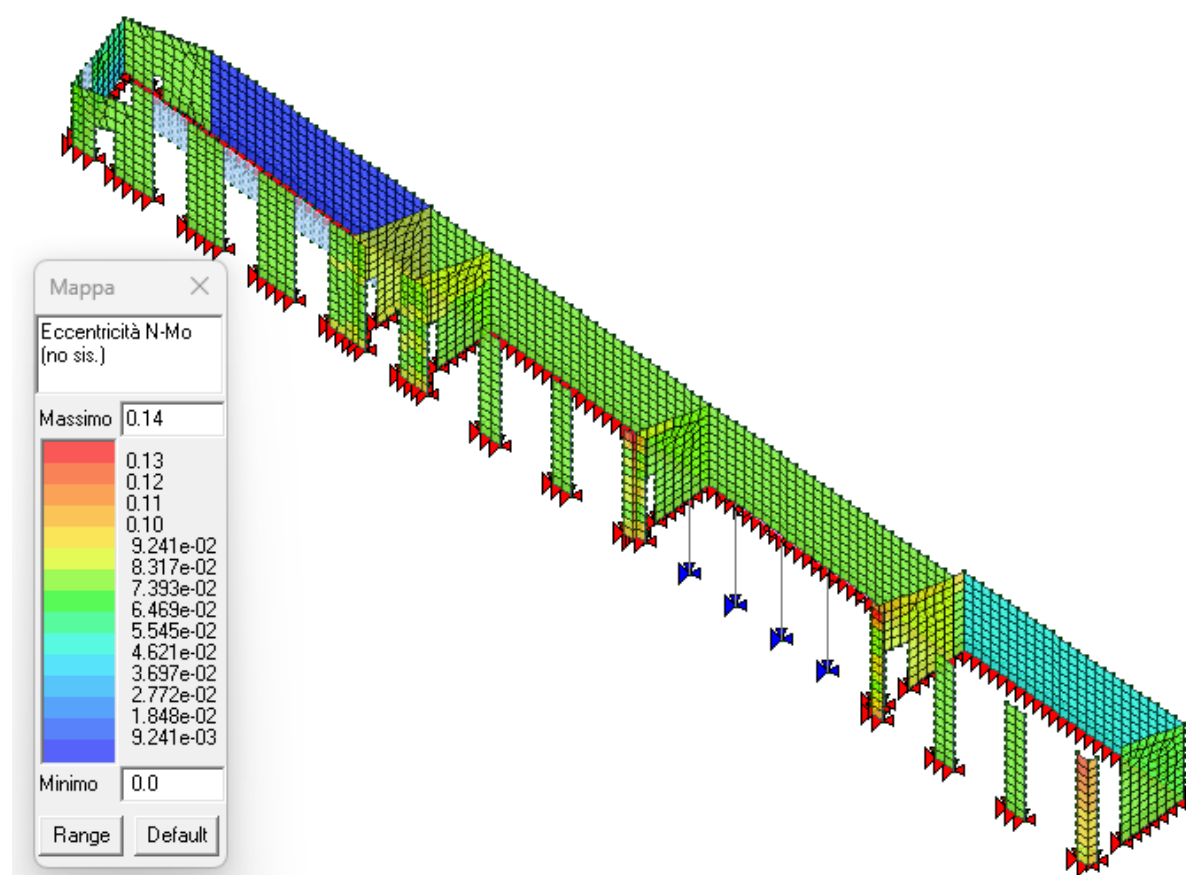
Verifica N-Mp: verifica a pressoflessione nel piano dei maschi murari sia per soli carichi statici che per carichi sismici senza interventi di rinforzo (§7.8.2.2.1 D.M.2018)



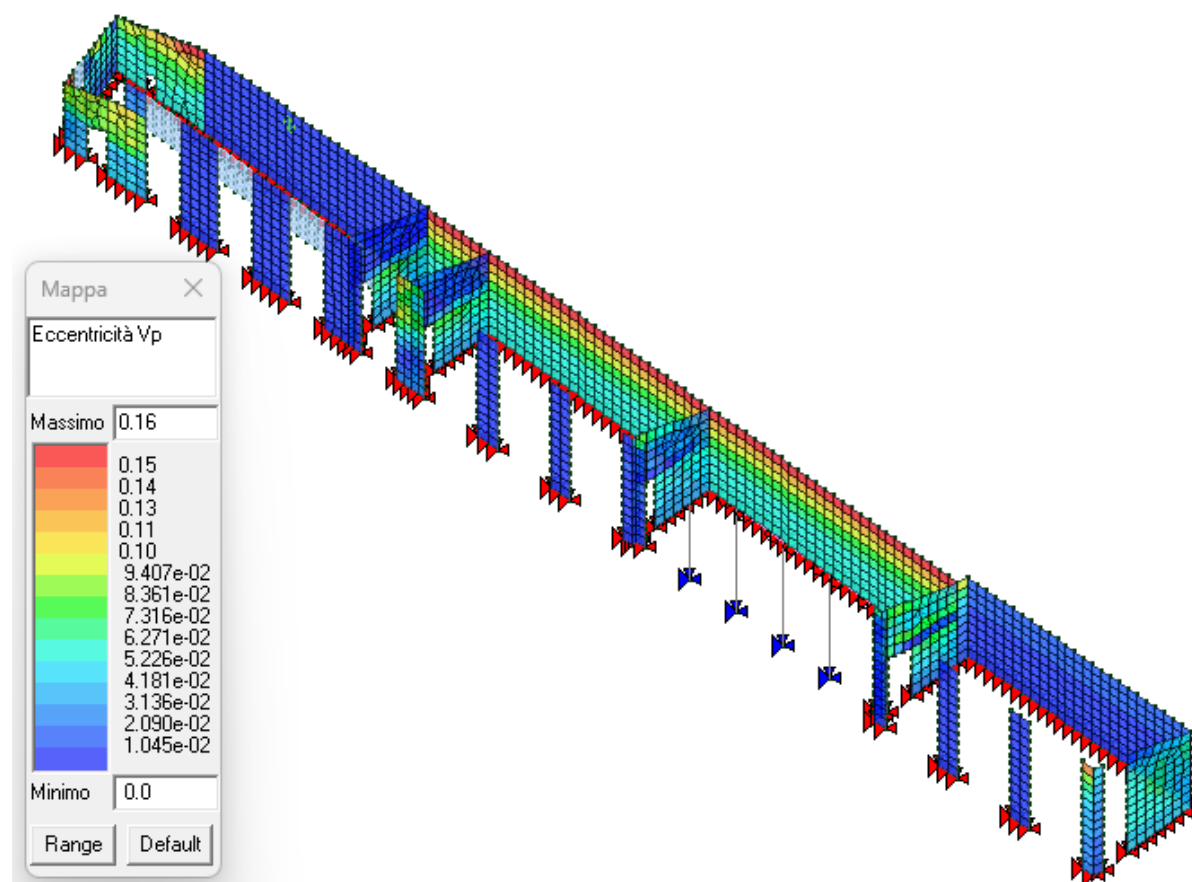
Verifica Vp: verifica a taglio dei maschi murari sia per soli carichi statici che per carichi sismici senza interventi di rinforzo (§7.8.2.2.2 D.M.2018)



Snellezza: riporta i valori della snellezza delle pareti in muratura. Se il valore della snellezza risulta superiore al limite previsto nel criterio di progetto la parete risulta non verificata



Eccentricità N-Mo (no sis.): riporta i valori dell'eccentricità considerando il massimo tra e_1 ed e_2 e dividendo il valore per lo spessore della muratura. Se il valore in mappa risulta ≤ 0.33 la verifica è soddisfatta



Eccentricità Vp: valore dell'eccentricità calcolata utilizzando il momento flettente nel piano

7.1.2 TRAVI IN ACCIAIO DI COPERTURA

VERIFICA ORDITURA PRINCIPALE INCLINATA				
g1		8,1	daN/m	peso della trave
g2		0	daN/m	carico permanente sulla trave
G1		0	daN/mq	carico permanente sul solaio
G2		25	daN/mq	carico permanente sul solaio
Q		80	daN/mq	carico accidentale sul solaio
α		14	°	angolo inclinazione solaio
β		0	°	angolo rotazione trave
QSLU	$1,3*G1+1,5*G2+1,5*Q$	157,5	daN/mq	carico SLU sul solaio
QSLErare	$G1+G2+0,7*Q$	81	daN/mq	carico SLE rare sul solaio
QSLEfreq	$G1+G2+0,7*Q$	81	daN/mq	carico SLE frequente sul solaio
QSLEqperm	$G1+G2+0,6*Q$	73	daN/mq	carico SLE quasi permanente sul solaio
Ln		4,15	m	luce netta
Lc	$1.0*Ln*\cos \alpha$	4,03	m	luce di calcolo
i		3,11	m	interasse massimo dei profili
		no		trave d'angolo
ic	i	3,11	m	interasse di calcolo dei profili
qslu	$QSLU*ic+1,3*g1+1,5*g2$	500	daN/m	carico slu sulla trave
qsle rare	$QSLErare*ic+g1+g2$	260	daN/m	carico slerare sulla trave
qsle freq	$QSLEfreq*ic+g1+g2$	260	daN/m	carico slefreq sulla trave
qsle qperm	$QSLEqperm*ic+g1+g2$	235	daN/m	carico sleqperm sulla trave
Mxslu	$qslu*Lc^2/8*\cos \beta$	1014	daNm	Mx flettente max SLU
Mxslerare	$qslerare*Lc^2/8*\cos \beta$	527	daNm	Mx flettente max SLE rare
Mxslefreq	$qslefreq*Lc^2/8*\cos \beta$	527	daNm	Mx flettente max SLE frequente
Mxsleqperm	$qsleqperm*Lc^2/8*\cos \beta$	477	daNm	Mx flettente max SLE quasi perm
Txslu	$qslu*Lc/2*\cos \beta$	1007	daN	Tx max SLU
Myslul	$qslu*Lc^2/8*\sin \beta$	0	daNm	My flettente max SLU
Myslulrare	$qslerare*Lc^2/8*\sin \beta$	0	daNm	My flettente max SLE rare
Myslulfreq	$qslefreq*Lc^2/8*\sin \beta$	0	daNm	My flettente max SLE frequente
Myslulqperm	$qsleqperm*Lc^2/8*\sin \beta$	0	daNm	My flettente max SLE quasi perm
Tyslul	$qslu*Lc/2*\sin \beta$	0	daN	Ty max SLU
f_{yk}		2750	daN/cm ²	tensione caratteristica snervamento
γ_{M0}		1,05		coefficiente sicurezza
FC		1		fattore di confidenza
f_{yd}	$f_{yk}/(\gamma_{M0}*FC)$	2619	daN/cm ²	tensione limite
Wx		34,2	cmc	modulo di resistenza X
Wy		5,79	cmc	modulo di resistenza Y
	$(Mx)/(Wx*f_{yd})+(My)/(Wy*f_{yd})$	113,23		percentuale sfruttamento
				verifica non soddisfatta

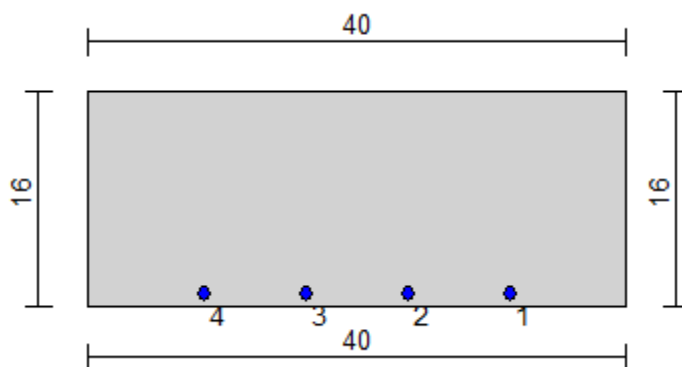
La trave che sorregge la copertura vetrata risulta non idonea a sostenere i carichi della neve.

Per quanto riguarda il carico neve al suolo (q_{sk}) nella zona di Lucca (a bassa quota, altitudine ≤ 300 m s.l.m.) negli anni '80, il valore minimo caratteristico era regolamentato dai criteri della norma CNR-UNI 10012 del 1967 e dal successivo Decreto Ministeriale 12 febbraio 1982 (DM '82), che convertì le unità nel Sistema Internazionale. Le norme dell'epoca classificavano la Toscana nella Zona II per la nevosità (media/bassa), alla quale era associato un carico minimo notevolmente inferiore rispetto alla Zona I (90kg/mq, riservata alle regioni del Nord a nevosità elevata). Di conseguenza, il valore di riferimento per Lucca era di 60kg/mq, equivalente a 0,60kN/mq nel sistema SI.

VERIFICA ORDITURA PRINCIPALE INCLINATA				
g1		8,1	daN/m	peso della trave
g2		0	daN/m	carico permanente sulla trave
G1		0	daN/mq	carico permanente sul solaio
G2		25	daN/mq	carico permanente sul solaio
Q		60	daN/mq	carico accidentale sul solaio
α		14	°	angolo inclinazione solaio
β		0	°	angolo rotazione trave
QSLU	$1,3*G1+1,5*G2+1,5*Q$	127,5	daN/mq	carico SLU sul solaio
QSLERare	$G1+G2+0,7*Q$	67	daN/mq	carico SLE rare sul solaio
QSLFreq	$G1+G2+0,7*Q$	67	daN/mq	carico SLE frequente sul solaio
QSLEqperm	$G1+G2+0,6*Q$	61	daN/mq	carico SLE quasi permanente sul solaio
Ln		4,15	m	luce netta
Lc	$1,0*Ln*\cos \alpha$	4,03	m	luce di calcolo
i		3,11	m	interasse massimo dei profili
		no		trave d'angolo
ic	i	3,11	m	interasse di calcolo dei profili
qslu	$QSLU*ic+1,3*g1+1,5*g2$	407	daN/m	carico slu sulla trave
qsle rare	$QSLERare*ic+g1+g2$	216	daN/m	carico slerare sulla trave
qsle freq	$QSLFreq*ic+g1+g2$	216	daN/m	carico slefreq sulla trave
qsle qperm	$QSLEqperm*ic+g1+g2$	198	daN/m	carico sleqperm sulla trave
Mxslu	$qslu*Lc^2/8*\cos \beta$	825	daNm	Mx flettente max SLU
Mxslerare	$qslerare*Lc^2/8*\cos \beta$	439	daNm	Mx flettente max SLE rare
Mxslfreq	$qslefreq*Lc^2/8*\cos \beta$	439	daNm	Mx flettente max SLE frequente
Mxslqperm	$qsleqperm*Lc^2/8*\cos \beta$	401	daNm	Mx flettente max SLE quasi perm
Txslu	$qslu*Lc/2*\cos \beta$	820	daN	Tx max SLU
Myslslu	$qslu*Lc^2/8*\sin \beta$	0	daNm	My flettente max SLU
Myslslerare	$qslerare*Lc^2/8*\sin \beta$	0	daNm	My flettente max SLE rare
Myslslfreq	$qslefreq*Lc^2/8*\sin \beta$	0	daNm	My flettente max SLE frequente
Myslslqperm	$qsleqperm*Lc^2/8*\sin \beta$	0	daNm	My flettente max SLE quasi perm
Tyslslu	$qslu*Lc/2*\sin \beta$	0	daN	Ty max SLU
f_{yk}		2750	daN/cm ²	tensione caratteristica snervamento
γ_{M0}		1,05		coefficiente sicurezza
FC		1		fattore di confidenza
f_{yd}	$f_{yk}/(\gamma_{M0}*FC)$	2619	daN/cm ²	tensione limite
Wx		34,2	cmc	modulo di resistenza X
Wy		5,79	cmc	modulo di resistenza Y
	$(Mx/(Wx*f_{yd}))+(My/(Wy*f_{yd}))$	92,11		percentuale sfruttamento
				verifica soddisfatta

La trave che sorregge la copertura vetrata risulta idonea a sostenere i carichi della neve dell'epoca in cui è stata realizzata.

7.1.3 SOLAIO DI COPERTURA



Geometria della sezione:

Vertice	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	0.0

2	0.0	16.0
3	40.0	16.0
4	40.0	0.0

Armature:

Pos	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	sì / no
1	31.4	1.0	0.79	no
2	23.8	1.0	0.79	no
3	16.2	1.0	0.79	no
4	8.6	1.0	0.79	no

Normativa di riferimento:

D.M. 17/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C20/25

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 250.00 daN/cm²
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 207.50 daN/cm²
 fcd = 117.58 daN/cm² ($\alpha_{cc} = 0.85$; $\gamma_c = 1.50$)
 fctm (resistenza a trazione media) = 22.65 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 134824 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 302005 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.20
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio lisce tipo: FeB 22k

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 2150 daN/cm²
 f_{yd} = 1870 daN/cm² ($\gamma_a = 1.15$)
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 3350 daN/cm²
 ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.240
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per M_{xu}, M_{yu} e N_u proporzionali (sigla t.v.= P)
 Verifica con rapporto M_{xu}, M_{yu} assegnato (sigla t.v.= M)
 Verifica con N_u costante (sigla t.v.= N)

Verifiche SLU (verifica Ok per Sd/Su < 1)

Cmb	N	Mx	My	t.v.	Nu	Mxu	Myu	ε cls	ε acciaio	Sd/Su	Ver
n.	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm	%	%		
1	0	134743	0	P	0	84332	0	0.350	3.053	1.650	N.V.
				M	9731	139347	0	0.350	0.931	0.000	Ok
				N	0	84332	0	0.350	3.053	1.650	N.V.

Risultati combinazioni maggiormente gravose:

Cmb	N	Mx	My	t.v.	Nu	Mxu	Myu	ε cls	ε acciaio	Sd/Su	Ver
n.	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm	%	%		
1	0	134743	0	P	0	84332	0	0.350	3.053	1.650	N.V.
1	0	134743	0	M	9731	139347	0	0.350	0.931	0.000	Ok
1	0	134743	0	N	0	84332	0	0.350	3.053	1.650	N.V.

Anche considerando il carico neve in copertura agente negli anni della costruzione del solaio le verifiche risultano soddisfatte in quanto il momento sollecitante risulterebbe comunque maggiore di quello resistente:

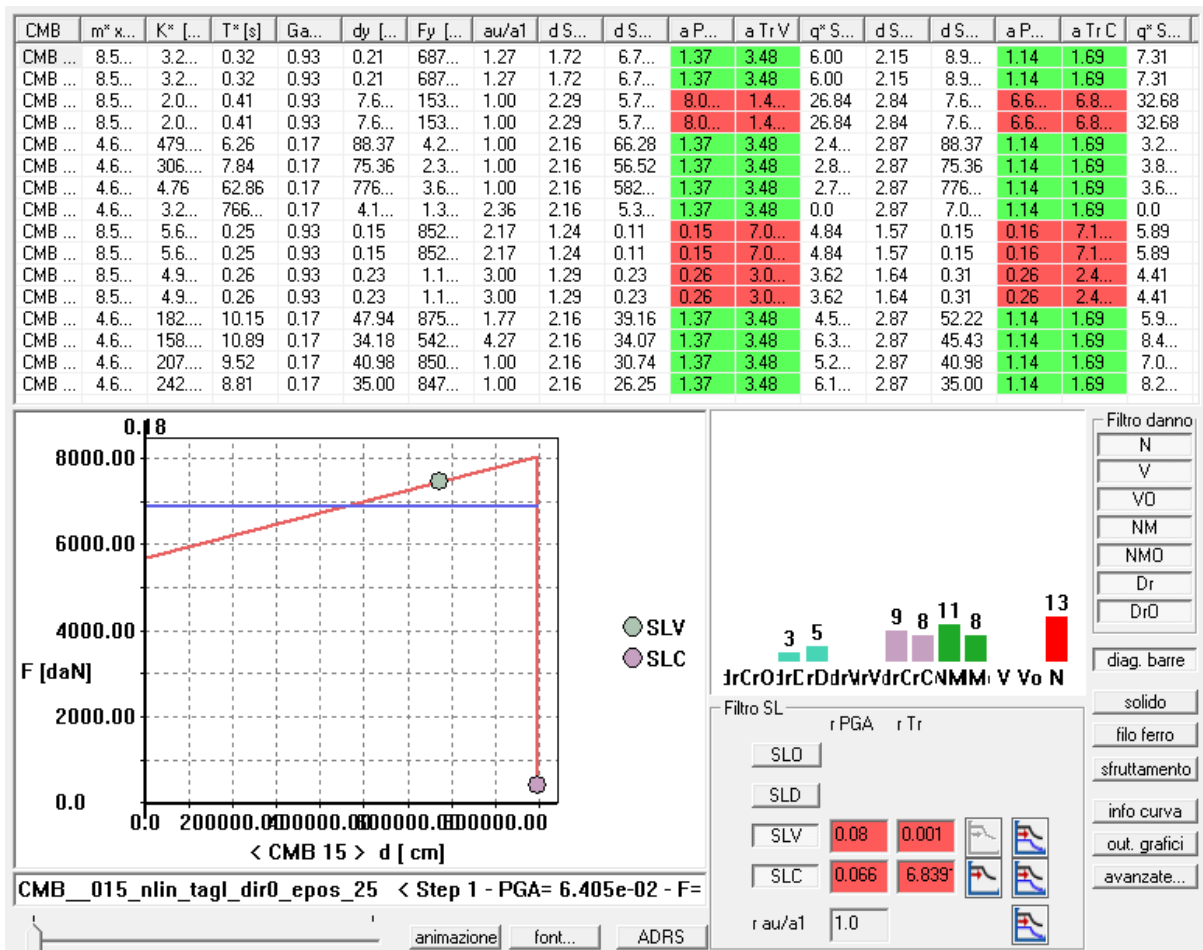
$M_{soll} = 1281 \text{ daNm}$

$M_{res} = 843 \text{ daNm}$

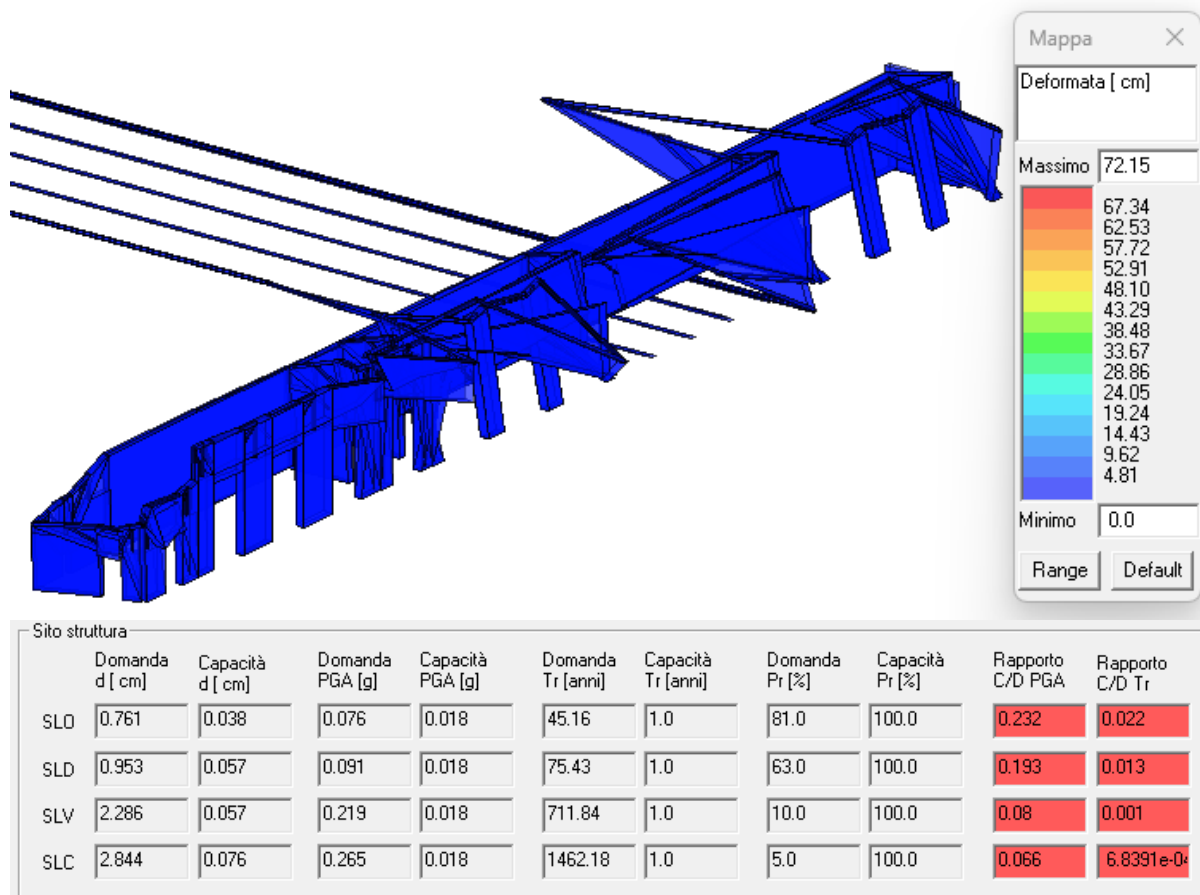
7.2 PRINCIPALI RISULTATI ANALISI SISMICA

7.2.1 STIMA PGA – ANALISI PUSH-OVER

Si riporta di seguito il riassunto delle verifiche delle combinazioni sismiche.



Si riporta di seguito la deformata corrispondente alla combinazione sismica con minor grado sismico.



La massa sismica eccitata dai modi di vibrare non raggiunge il limite normativo del 60% previsto al §7.8.1.5.4 e pertanto i risultati ottenuti con questo metodo di analisi non possono essere ritenuti attendibili.

7.2.2 STIMA PGA - ANALISI STATICA LINEARE

7.2.2.1 FATTORE DI STRUTTURA

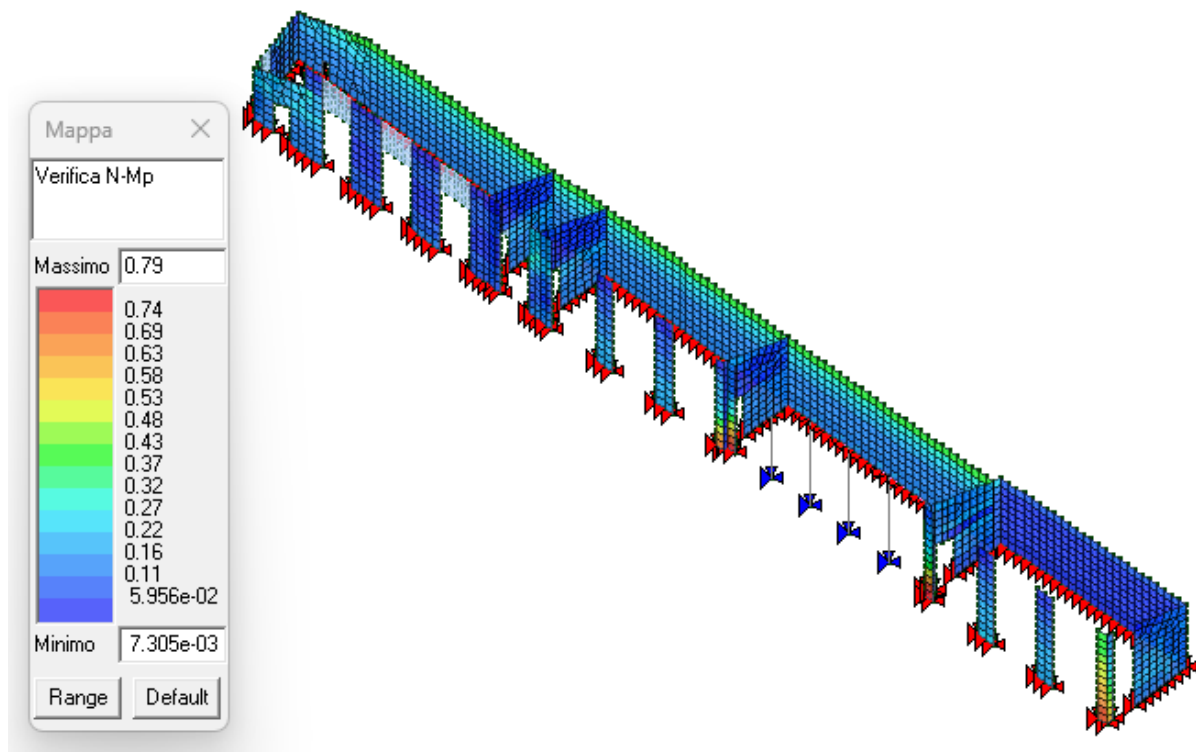
Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

Caratteristiche costruzione	
Tipologia	Esistente
Regolarità pianta	NO
Regolarità altezza	SI
Classe di duttilità	progettazione con metodo con fattore q
Sistema costruttivo	Muratura
Tipo di muratura	Muratura in pietra e/o mattoni
Definizione rapporto a_u/a_1	Media tra 1 e il valore da normativa
Riferimento normativo a_u/a_1	In assenza di precise valutazioni, non superiore a 1,5
Parametri	
a_u/a_1	1.250
q_D	2.500
Fattori di comportamento	
	Dissipativi

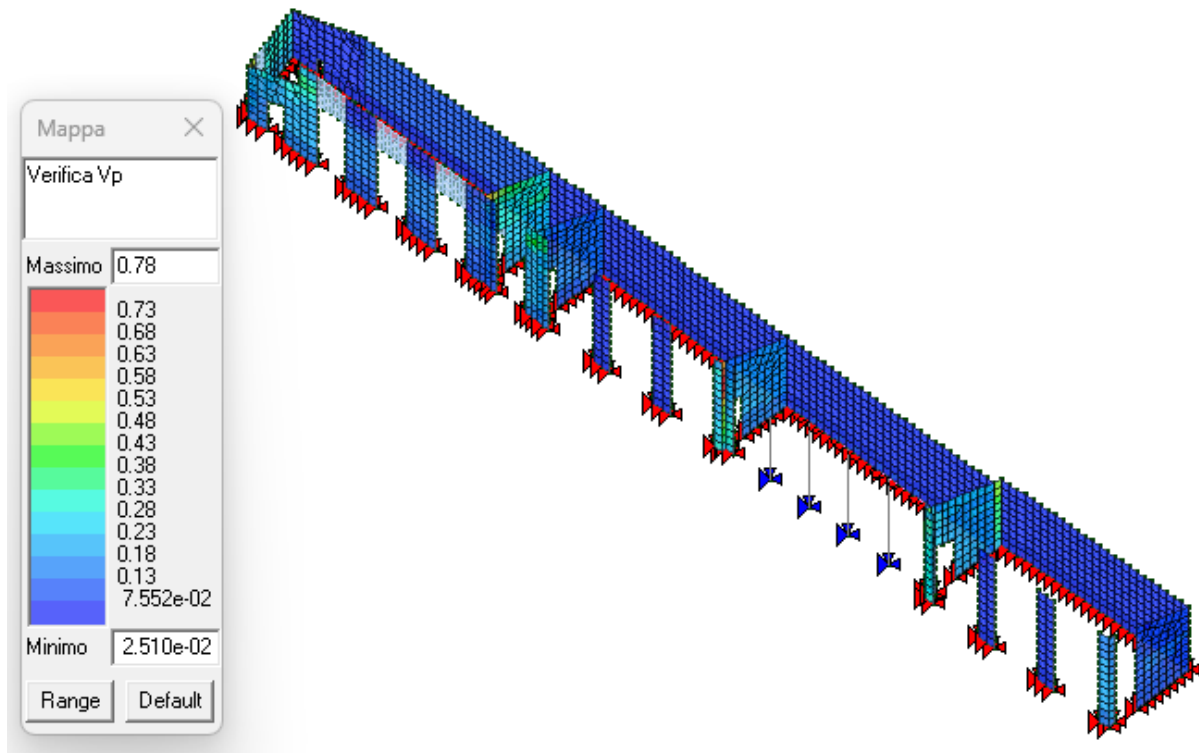
q SLU x	2.500
q SLU y	2.500
q SLU z	1.000

7.2.2.2 RISULTATI

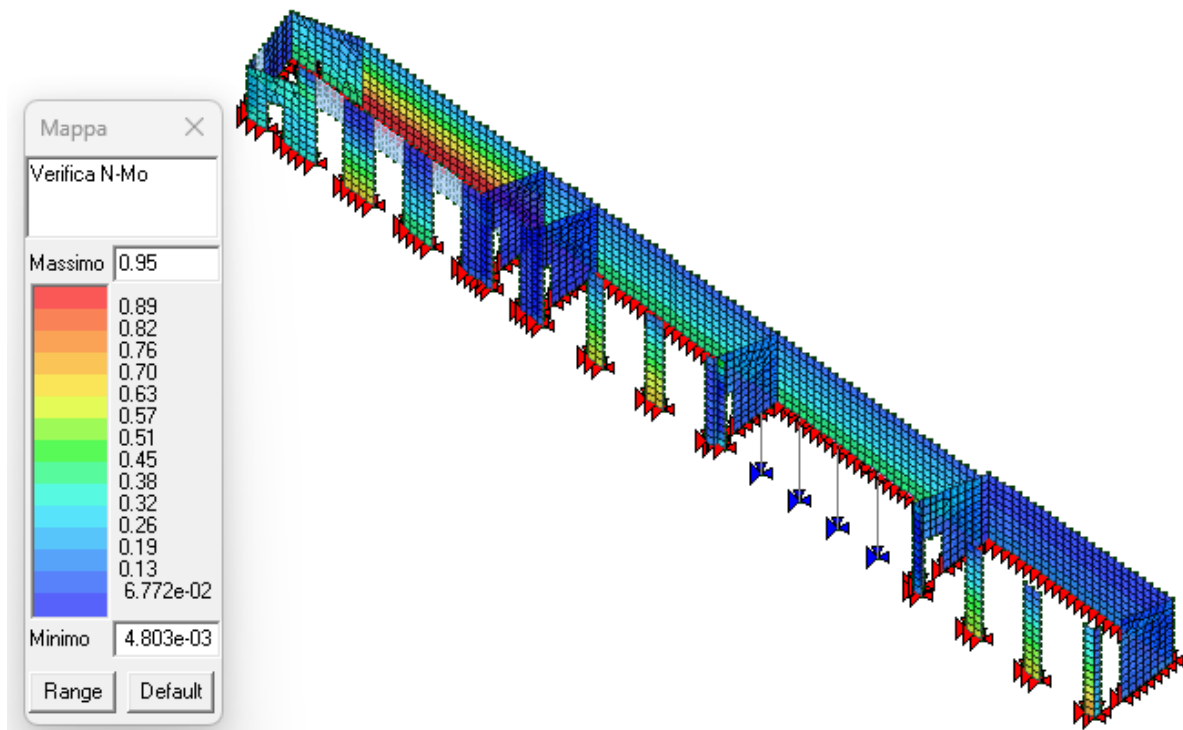
Si riportano di seguito i risultati ottenuti assumendo il massimo valore dell'azione sismica per il quale risultano soddisfatte tutte le verifiche previste (12%).



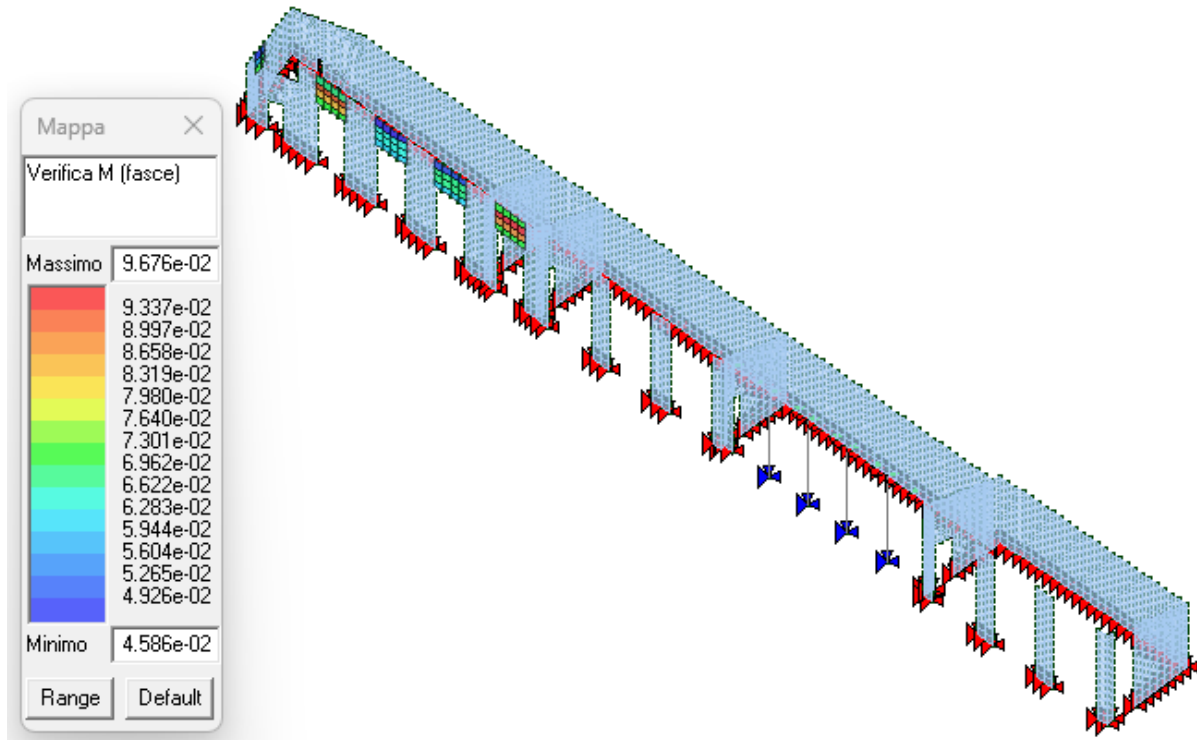
Verifica N-Mp: verifica a pressoflessione nel piano dei maschi murari sia per soli carichi statici che per carichi sismici senza interventi di rinforzo (§7.8.2.2.1 D.M.2018)



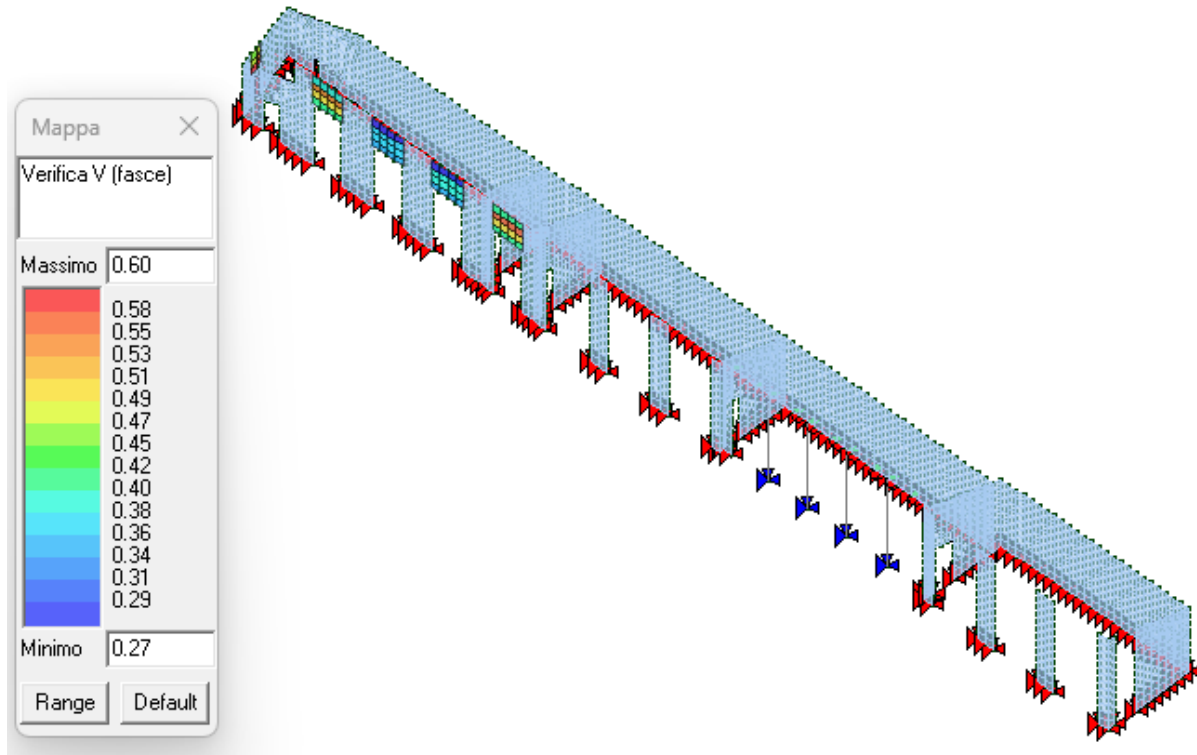
Verifica Vp: verifica a taglio dei maschi murari sia per soli carichi statici che per carichi sismici senza interventi di rinforzo (§7.8.2.2.2 D.M.2018)



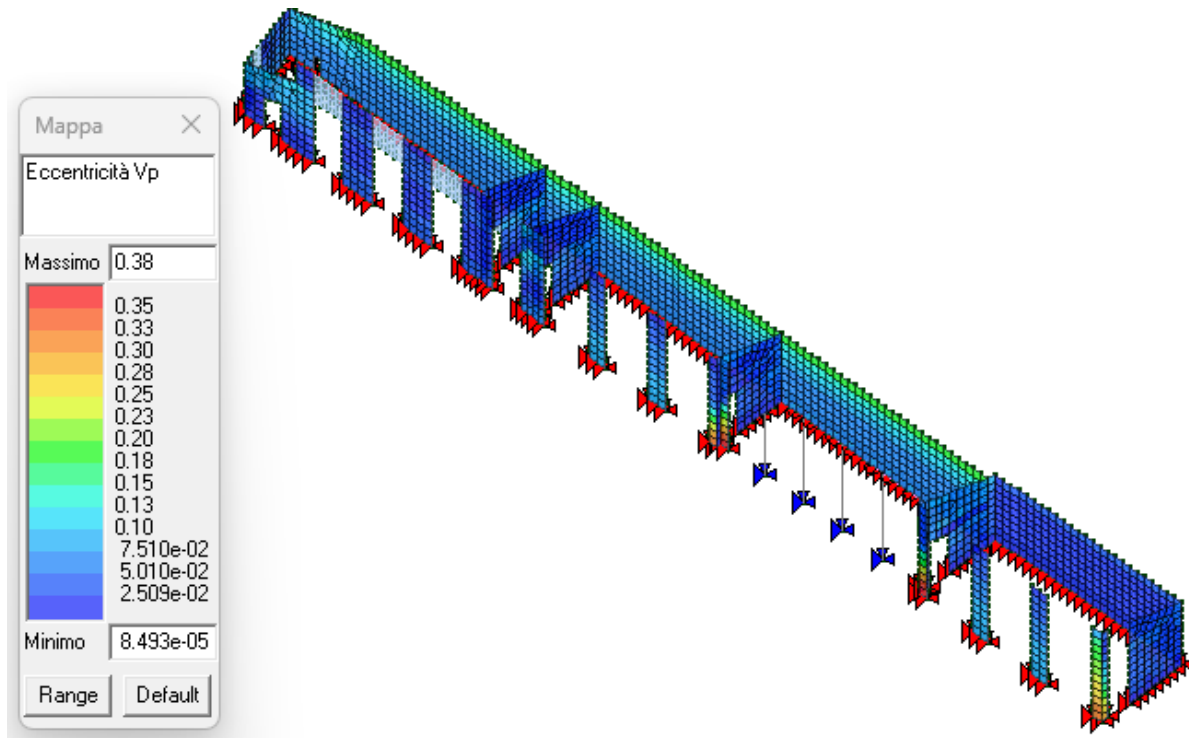
Verifica N-Mo: verifica a pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari per le combinazioni con il sisma senza interventi di rinforzo (§7.8.2.2.3 D.M.2018)



Verifica M (fasce): verifica a flessione delle travi in muratura sia per soli carichi statici che per carichi sismici senza interventi di rinforzo (§7.8.2.2.4 D.M.2018)

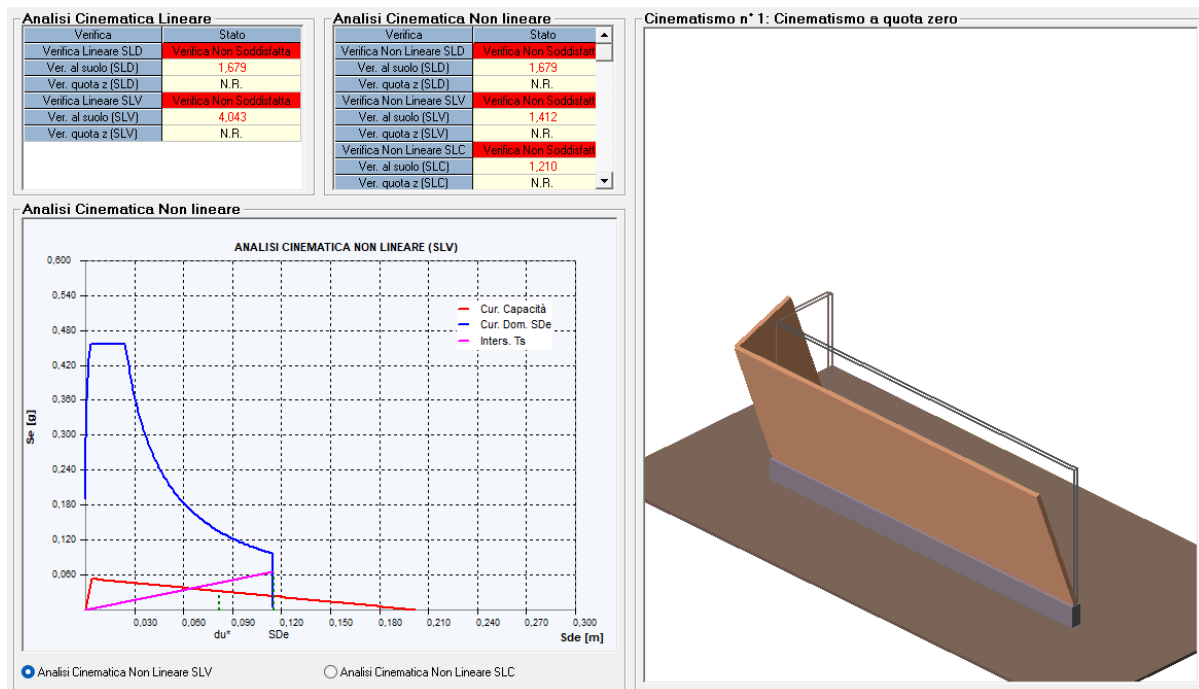


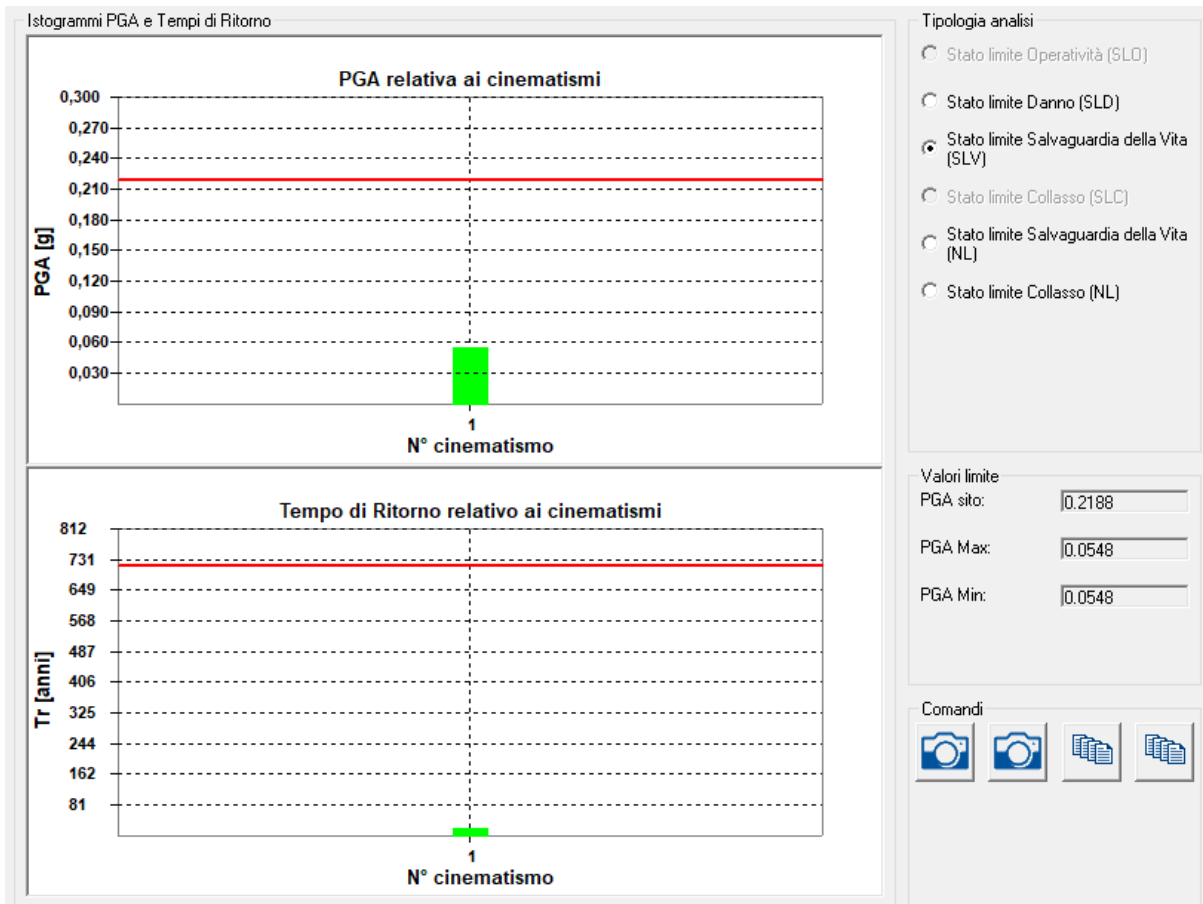
Verifica V (fasce): verifica a taglio delle travi in muratura sia per soli carichi statici che per carichi sismici senza interventi di rinforzo (§7.8.2.2.4 D.M.2018)



Eccentricità Vp: valore dell'eccentricità calcolata utilizzando il momento flettente nel piano

7.3 PRINCIPALI RISULTATI ANALISI SISMICA LOCALE



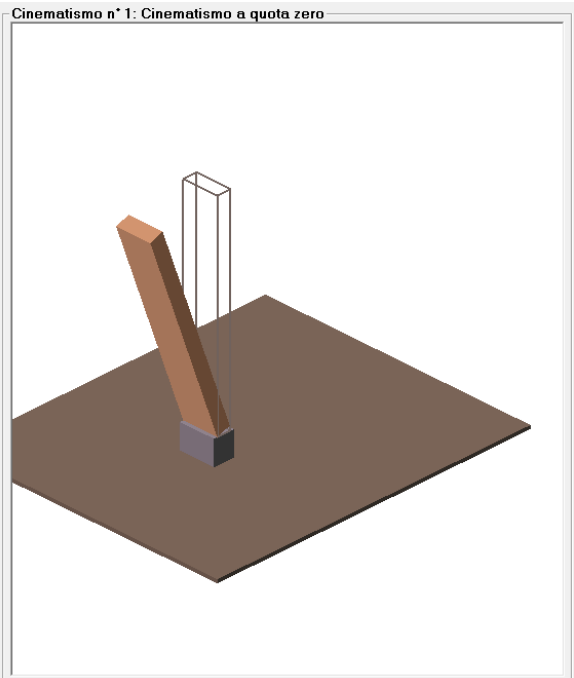
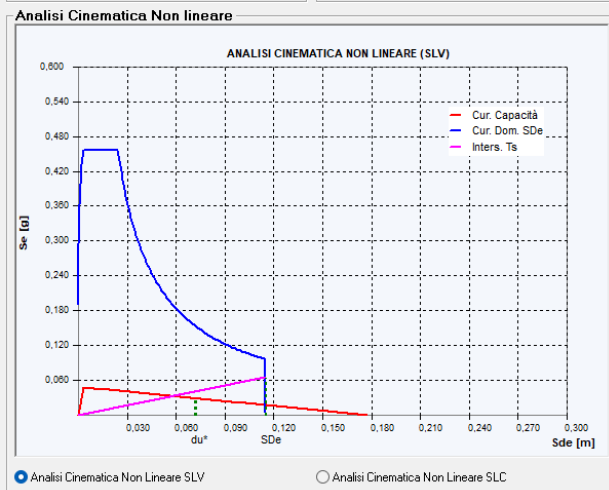


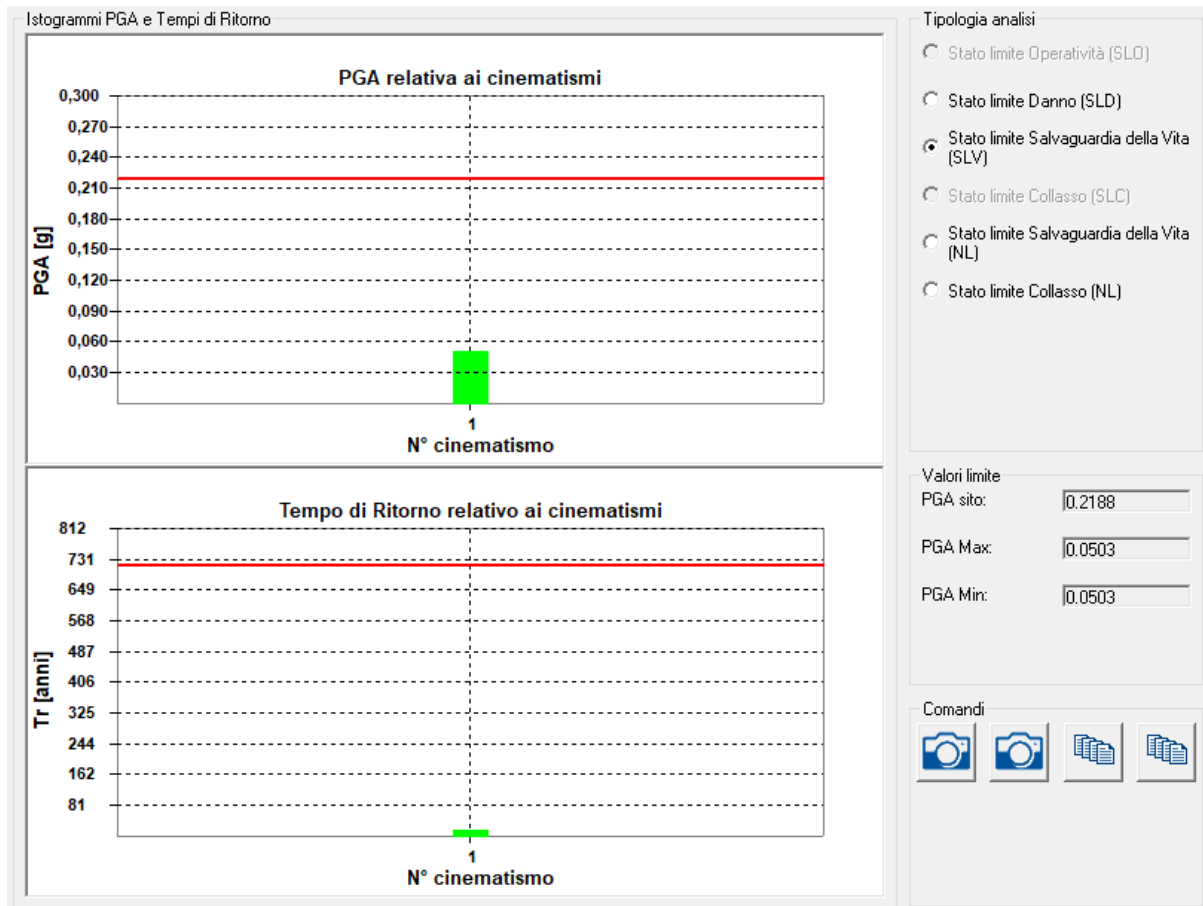
Analisi Cinematica Lineare

Verifica	Stato
Verifica Lineare SLD	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLD)	1,872
Ver. quota z (SLD)	N.R.
Verifica Lineare SLV	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLV)	4,507
Ver. quota z (SLV)	N.R.

Analisi Cinematica Non lineare

Verifica	Stato
Verifica Non Lineare SLD	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLD)	1,872
Ver. quota z (SLD)	N.R.
Verifica Non Lineare SLV	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLV)	1,503
Ver. quota z (SLV)	N.R.
Verifica Non Lineare SLC	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLC)	1,379
Ver. quota z (SLC)	N.R.





Per i cinematismi locali il livello di sicurezza sismico, corrispondente al rapporto tra la massima azione sismica sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, è pari a $\zeta_e = 0.23$.

7.4 COMMENTI AI RISULTATI OTTENUTI

Dall'analisi dei risultati sopra riportati si evince quanto segue:

1. La struttura portante verticale (murature) soddisfa le verifiche statiche globali;
2. La struttura portante verticale (murature) non soddisfa le verifiche sismiche locali attivando dei cinematismi fragili dovuti all'assenza di cordoli o catene in testa portando il grado sismico a 0.23 SLV; complessivamente il grado sismico dell'opera è 0.12 SLV;
3. Tra gli elementi in muratura ce ne è una porzione che risulta avere una snellezza eccessiva;
4. Le verifiche del solaio latero-cemento di copertura hanno mostrato che lo stesso non risulta idoneo a sostenere i sovraccarichi previsti per la funzione a cui è destinato;
5. Le verifiche del solaio in acciaio e vetro di copertura hanno mostrato che lo stesso risultava idoneo a sostenere i sovraccarichi previsti per la funzione a cui è destinato nel momento in cui è stato costruito e che non risulta ad oggi idoneo a sostenere il nuovo sovraccarico neve.

I risultati sopra ottenuti sono già stati ottimizzati facendo una stima dei carichi reali molto accurata e l'analisi della corretta schematizzazione dei vincoli tra gli elementi.

Da quanto sopra riportato, facendo riferimento anche al parere del CTS n°39 della Regione Toscana, è possibile concludere che la verifica statica del fabbricato in esame non risulta soddisfatta, ma questo non significa necessariamente che ci sia un pericolo grave o che l'edificio sia inutilizzabile. Questo accade perché i parametri di verifica statica delle normative sono particolarmente restrittivi per gli edifici esistenti. Nel caso in esame la struttura svolge la propria funzione da circa 30 anni senza mostrare segni di cedimento o lesioni e questo suggerisce che esista un margine di sicurezza all'interno dei parametri utilizzati nel processo di verifica; è quindi probabile che i materiali stiano lavorando con un coefficiente di sicurezza inferiore a quello richiesto per le nuove costruzioni.

Inoltre, la struttura attiva ulteriori riserve di resistenza per effetto della redistribuzione delle sollecitazioni fra gli elementi, resa possibile dai nodi che, sebbene modellati come cerniere in ragione della loro conformazione geometrica, mantengono una capacità di rotazione non nulla, quantomeno in campo plastico.

8 VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA

Nonostante sia stata eseguita la valutazione sismica del fabbricato, si precisa che risulta preliminarmente necessario intervenire sulle carenze statiche del solaio latero-cemento della copertura, in quanto tali elementi non risultano allo stato attuale verificati. Solo a seguito del loro risanamento è possibile considerare pienamente rappresentativo il livello di sicurezza sismica complessivo dell'organismo strutturale.

L'analisi globale statica evidenzia che le murature portanti risultano idonee e già in grado di soddisfare i requisiti richiesti, una volta risolte le criticità statiche degli orizzontamenti.

L'analisi sismica globale di tipo push-over ha messo in evidenza che non viene coinvolta sufficiente massa sismica per rendere attendibile tale metodo di analisi; tale circostanza è derivata dal fatto che non tutti i solai sono rigidi nel piano e capaci di ridistribuire le azioni tra tutti gli elementi.

L'analisi globale sismica di tipo lineare ha messo in evidenza una capacità complessiva di resistenza pari a $\zeta_e = 0.12$.

L'analisi sismica locale ha invece messo in evidenza la presenza di meccanismi di ribaltamento di porzioni murarie, per i quali il livello di sicurezza sismica, espresso come rapporto tra la massima accelerazione sopportabile e quella richiesta per una nuova costruzione, risulta pari a $\zeta_e = 0.23$.

Dalle precedenti analisi sono escluse le fondazioni in quanto non sussistono condizioni che possono dare luogo a fenomeni di instabilità globale e non sussiste nessuna tra le condizioni di cui al cap. 8.3:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

9 TIPO DI INTERVENTO PROPOSTO

Dall'analisi di tutti i risultati sopra riportati ne consegue la necessità di intervenire sul fabbricato per risolvere le criticità statiche dovute all'azione della neve.

9.1 OBIETTIVI E CRITERI

- Sicurezza strutturale: ricondurre il fabbricato ai requisiti del Cap. 8 NTC 2018 e Circolare 2019 (verifiche SLU; proporzionalità e manutenibilità dell'intervento).
- Minima invasività: preferenza per soluzioni esterne, compatibili con le funzioni e con la manutenzione, nel rispetto degli elementi vetrati attuali.
- Comportamento globale: favorire la redistribuzione delle sollecitazioni; i nodi, sebbene modellati come cerniere per geometria, dispongono di capacità rotazionale almeno in campo plastico, attivando riserve di duttilità e mitigando le concentrazioni di domanda.
- Coerenza sismica: evitare irrigidimenti localizzati non governati; rispetto della gerarchia delle resistenze e controllo degli spostamenti (NTC Cap. 7-8).

9.2 MISURA GESTIONALE IMMEDIATA

Si evidenzia che l'unica verifica statica non pienamente soddisfatta riguarda l'azione della neve per il solaio di copertura latero-cemento e che la porzione di copertura vetrata risulta idonea per il carico neve all'epoca di costruzione ma non per il carico neve attuale. Le verifiche statiche delle restanti parti risultano soddisfatte.

Considerato che la struttura, nella configurazione attuale, è in esercizio da oltre quarant'anni senza manifestare cedimenti, rotture, deformazioni anomale o altri indicatori di degrado strutturale, si può ragionevolmente ritenere che il comportamento globale sia coerente con il livello di azione realmente agente nel sito.

Inoltre, poiché l'inadeguatezza riguarda un'azione ambientale non controllata dall'uomo (neve) e non un'azione statica antropica, le NTC 2018 §8.3 e la relativa Circolare evidenziano che, in tali casi, non si rendono generalmente necessarie prescrizioni d'uso o limitazioni operative per la costruzione.

Pertanto, allo stato attuale, non emergono motivazioni tecniche per imporre restrizioni di utilizzo, fermo restando il monitoraggio nel tempo e la possibilità di valutare eventuali interventi di miglioramento qualora si intendano incrementare ulteriormente i margini di sicurezza nei confronti dell'azione del vento.

9.3 INTERVENTO STRUTTURALE PRINCIPALE – INSERIMENTO SISTEMA CONTROVENTANTE

Concept: inserimento di un sistema controventante di piano in corrispondenza degli elementi verticali esistenti con il rinforzo degli elementi maggiormente sollecitati, per ripartire i carichi e incrementare robustezza e stabilità.

Criteri essenziali di progetto (NTC Cap. 4, 7, 8):

- Rinforzo solaio latero-cemento: rifacimento o rinforzo del solaio latero-cemento per attribuire allo stesso rigidezza nel piano e capacità ridistributiva e collegamento tra tutte le murature coinvolte.
- Controventamento di piano/collegamento all'esistente: realizzazione di sistema controventante di piano e di collegamento di tutte le murature esistenti per trasferire azioni orizzontali e limitare meccanismi locali.
- Stabilità globale/locali con nuova muratura portante: trasformazione di una muratura interna non portante in muratura portante.
- Stabilità globale/locali con raddoppio muratura: controllo snellezze e rischio di buckling delle porzioni di murature con snellezza troppo elevata.
- Compatibilità sismica: taratura della rigidezza per evitare concentrazioni di domanda; rispetto della gerarchia delle resistenze nei collegamenti.
- Durabilità (ambiente serra): zincatura a caldo per elementi esposti; protezioni di piastre e ancoraggi; dettagli che evitino ristagni e corrosione.

Lucca, GG/MM/AAAA

Il Progettista