

COMMITTENTE:

COMUNE DI PORTOMAGGIORE



LAVORI DI RESTAURO E RECUPERO DEL PICCOLO TEATRO DELLA CONCORDIA
Corso Vittorio Emanuele II, 52 - Portomaggiore (FE)

PROGETTO ESECUTIVO

Raggruppamento temporaneo di progettisti

Capogruppo, progetto architettonico, strutturale, impiantistico, sicurezza e prevenzione incendi:



Studio Berlucchi srl

Contrada Soncin Rotto 4 - 25122 Brescia
Tel: +39 030 291583 - E-mail: restauro@studioberlucchi.it

Ing. Nicola Berlucchi, Ing. Nicola Fumagalli, Arch. Samuele Ferlicca
Arch. Flavia Mainardi, Ing. Annacarla Tognoli, Ing. Mariana Napoli, Ing. Gemma Mininno
Consulente impianti: Ing. Raphael Caratti

Professionista scenotecnico:

Ing. Silvano Cova
Via Mancini 3 - Torino

Tecnico acustico:

Ing. Cesare Trebeschi
Via del Castello 1 - Brescia

Responsabile del procedimento:

Ing. Luisa Cesari

Timbro e firma del responsabile:

E						
D						
C						
B						
A						
-	07-2021	prima emissione	C236_PES_r01a.doc	GM	NF	NB
	DATA	REVISIONE	NOME FILE	DIS.	CONTR.	APPR.

TITOLO:

PROGETTO STRUTTURALE
Illustrazione sintetica degli elementi essenziali
del progetto strutturale

TIMBRO E FIRMA:

CODICE COMMESSA	ELABORATO				
	PRATICA	PARTI	DISC. PROG.	NUMERO	REV.
C236	-	P	ES	r01a	-

SCALA:

-

INDICE

1	Premessa	4
1.1	Recepimento delle prescrizioni e delle indicazioni al deposito sismico.....	4
2	Descrizione del contesto edilizio e tematiche di conservazione del bene storico.....	5
2.1	Contesto edilizio	5
2.2	Tematiche di conservazione	7
2.3	Descrizione generale delle strutture esistenti.....	9
3	Sintesi dei risultati delle campagne di indagini.....	13
3.1	Saggi di fondazione.....	15
3.2	Indagini idrogeologiche	16
3.3	Caratterizzazione sismica del suolo.....	17
3.4	Saggi sulle murature.....	18
3.5	Saggi sugli orizzontamenti.....	19
3.6	Indagini sul strutture in legno	21
3.7	Livello di conoscenza e fattore di confidenza.....	21
3.8	Normativa di riferimento.....	22
4	Definizione dei parametri di progetto	23
4.1	Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	23
4.2	Fattore di comportamento.....	23
4.3	Definizione dell'azione sismica.....	23
4.4	Definizione dell'azione della neve.....	25
4.5	Definizione delle destinazioni d'uso.....	26
4.6	Combinazioni di carico.....	27
5	Definizione dei materiali esistenti e dei materiali per i nuovi interventi	27
5.1	Materiali esistenti.....	27
5.2	Materiali previsti dal progetto per gli interventi.....	28
6	Metodi di Analisi	31
6.1	Categorie di intervento e Criteri di verifica	31
6.1.1	Categorie di intervento.....	31
6.1.2	Criteri di verifica	31
6.2	Analisi statiche non lineari (Push over)	33
6.2.1	Aspetti generali.....	33

6.2.2	Verifiche condotte	36
6.2.3	Rappresentazione e descrizione del modello di calcolo.....	37
6.2.4	Principali ipotesi assunte nella creazione del modello.....	38
6.2.5	Fasi di calcolo.....	39
6.2.6	Modellazione	40
6.3	Verifiche di sicurezza fuori piano (meccanismi locali).....	45
6.4	Suolo e Fondazioni.....	47
7	Conclusioni.....	48
7.1	Confronto della sicurezza tra stato di fatto e stato di progetto (comportamento globale)	48
7.2	Confronto della sicurezza tra stato di fatto e stato di progetto (meccanismi locali).....	48
7.3	Riepilogo di tutte le analisi svolte.....	49

1 Premessa

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo per i lavori di “RESTAURO E RECUPERO DEL PICCOLO TEATRO DELLA CONCORDIA” di Portomaggiore (FE) che ha come scopo la riapertura del teatro rimasto chiuso dal 1950 e che versa in un generalizzato stato di degrado. Si ritiene che sia stato soprattutto il prolungato mancato utilizzo del teatro ad averne provocato le condizioni di vulnerabilità dal punto di vista strutturale.

Il teatro di Portomaggiore è stato costruito nella prima metà dell’Ottocento, pertanto le sue strutture non rispondono ai criteri attuali di progettazione. Di conseguenza gli interventi di consolidamento strutturale e miglioramento sismico dovranno necessariamente essere un compromesso tra quanto necessario a garantire il corretto funzionamento in base alla destinazione d’uso attuale e la conservazione di un bene storico e sottoposto a vincolo, come previsto dal DPCM 09/02/2011 - “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”.

Per una struttura di questo tipo è difficile ipotizzare un comportamento strutturale globale. Tuttavia, la risposta al sisma del teatro, durante gli eventi verificatisi nel passato, è stata sostanzialmente positiva, infatti i quadri fessurativi rilevati interessano esclusivamente la parete di fondo della torre scenica e quella laterale verso il cortile nord.

Le principalmente vulnerabilità individuate sono:

1. Carenza di rigidità nel proprio piano di solai e coperture;
2. Carenza di adeguate connessioni tra solai e muri perimetrali;
3. Eccessiva snellezza delle strutture murarie.

Gli interventi di consolidamento sismico progettati pertanto sono finalizzati all’eliminazione di tali criticità seguendo il principio del minimo intervento.

Oggetto della presente relazione sono gli interventi strutturali mirati al consolidamento del teatro al fine di raggiungere la condizione di **miglioramento sismico** oltre a quella di **adeguamento statico**. Si prevedono inoltre anche interventi che riguardano gli aspetti impiantistici, antincendio e di sicurezza per consentirne l’agibilità e l’utilizzo del teatro nel pieno rispetto delle norme. Il progetto strutturale ha quindi coniugato le esigenze derivanti dal rispetto di tutti questi ambiti della progettazione.

Oltre agli interventi di consolidamento, è prevista la costruzione di un nuovo edificio, nel quale collocare i camerini, giuntato sismicamente rispetto al fabbricato in adiacenza di altra proprietà. La struttura portante sarà realizzata in muratura armata, gli orizzontamenti in lamiera grecata e cappa collaborante in c.a. Per quanto riguarda le fondazioni esse saranno in c.a e della tipologia a travi rovesce.

Il progetto, descritto in questa relazione, oltre che negli elaborati grafici è stato redatto cercando di rispettare al massimo il principio del minimo intervento, riuscendo a raggiungere un livello di sicurezza qualitativamente accettabile e quantitativamente definibile con un **fattore di sicurezza indicativamente superiore a 0.6**.

1.1 Recepimento delle prescrizioni e delle indicazioni al deposito sismico

Il progetto esecutivo recepisce le integrazioni al progetto esecutivo strutturale richieste dal **Servizio Sismica dell’Unione dei Comuni della Bassa Romagna** (richiesta del 16/02/2021 prot. 2021/10259, Pratica Sismica P/01/2021), a cui sono seguite ulteriori integrazioni volontarie.

Il parere favorevole finale alla Pratica SISMICA, deposito n. P/1/2021, è stato inoltrato dalla struttura sopra citata tramite PEC in data 07/05/2021 con protocollo 2021/29006.

2 Descrizione del contesto edilizio e tematiche di conservazione del bene storico

2.1 Contesto edilizio



Figura 1 - Teatro di Portomaggiore porzioni in adiacenza con altri fabbricati

Il Piccolo Teatro della Concordia di Portomaggiore, costruito tra il 1840 e 1843 su progetto attribuito all'Arch. Ing. Giovanni Tosi e inaugurato il 15 ottobre 1844, presenta i caratteri tipici del teatro "all'Italiana", caratterizzato dalla tipologia a palchetti, dalla cavea ad U e dalla struttura in legno. Si tratta di un caso architettonico diffuso in Italia già dagli ultimi decenni del '600 alla fine dell'800. Per maggiori informazioni in merito alla storia dell'edificio si rimanda alla relazione storica.

Il teatro si trova in adiacenza con altri fabbricati di altra proprietà in corrispondenza dei prospetti Nord-Ovest e Sud-Est. Tuttavia, trattandosi di porzioni limitate rispetto allo sviluppo complessivo, esso può considerarsi in posizione sostanzialmente isolata.

Il teatro si presenta come un edificio di forma rettangolare di dimensioni 23x30 m circa e di altezza pari a circa 14 m. È composto da tre unità strutturali principali e dipendenti tra loro: l'avancorpo, la sala teatrale e la torre scenica.

L'edificio è rimasto attivo fino agli anni quaranta. Dal 1950 il teatro è stato completamente abbandonato e nel 1955 l'autorità vigilanza lo dichiara inagibile. Nei primi anni '80 l'Amministrazione del Comune di Portomaggiore decide di recuperare il teatro per destinarlo a centro sociale, ma lo stesso versava in uno stato avanzato di degrado, soprattutto a livello strutturale. I primi interventi risalgono al 1989 quando vennero progettati e poi realizzati i lavori di sistemazione della copertura del teatro a firma dello studio dell'Ing. Mezzadri di Ferrara. Al 1996 risalgono gli interventi di recupero del ridotto e del restauro della facciata.

A seguito delle campagne di rilevamento fotografico e delle indagini svolte, è stato possibile avere un quadro conoscitivo completo delle tecniche costruttive utilizzate per la costruzione.

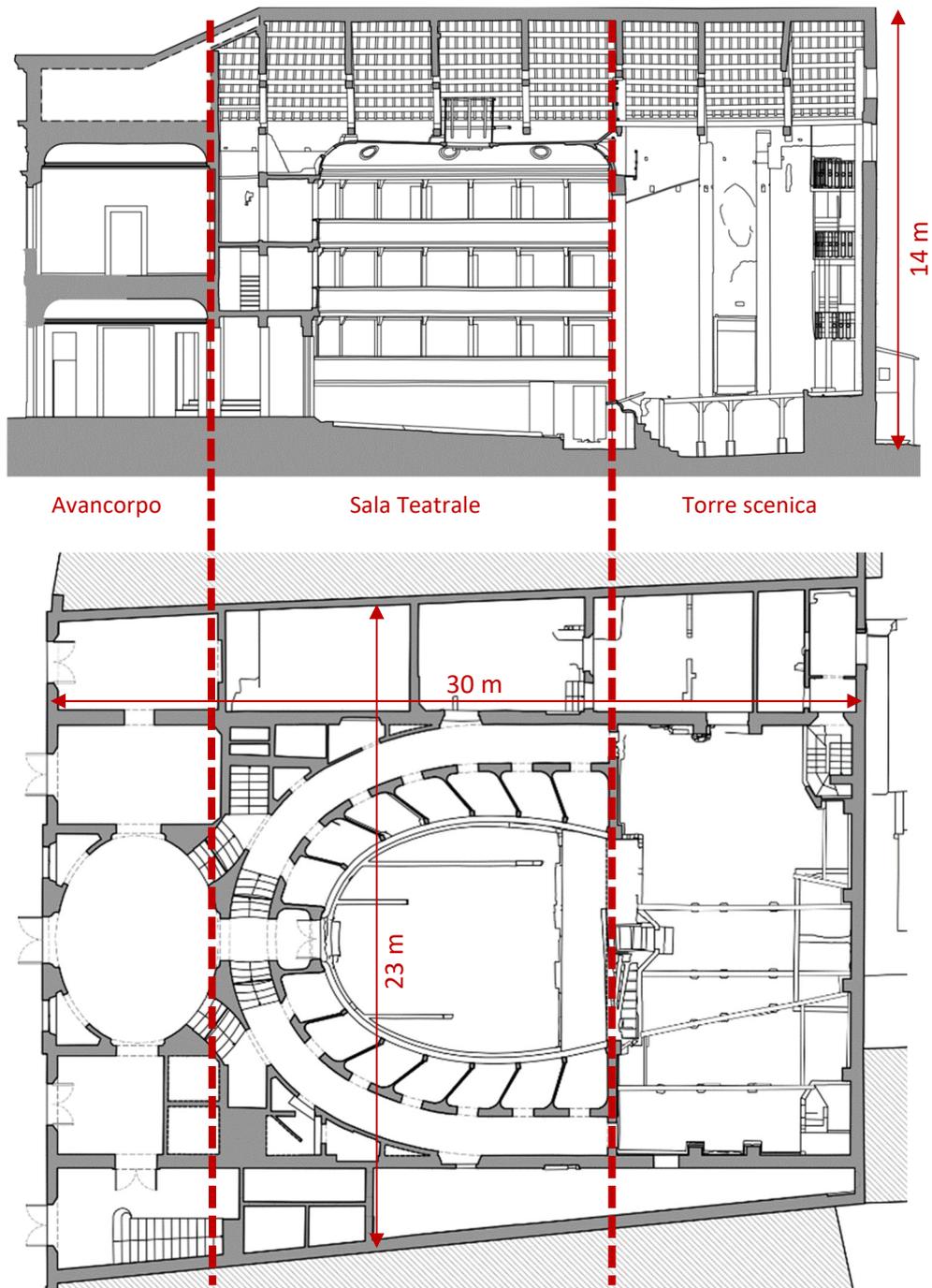


Figura 2 - Schema plano-altimetrico con i tre volumi che costituiscono il teatro

2.2 Tematiche di conservazione

La struttura originaria del teatro, oltre agli interventi di recupero descritti nel paragrafo precedente, al crollo di tutti gli orizzontamenti e buona parte delle strutture verticali del corpo camerini, non ha subito nel tempo modifiche importanti.

Per quanto riguarda il comportamento delle costruzione nel tempo, si osserva come non siano presenti lesioni o segni di deformazioni dovute ad assestamento delle fondazioni. Anche i danni dovuti al sisma sono limitati ad alcune pareti che, poiché caratterizzate da eccessiva snellezza ed assenza di vincoli intermedi, sono oggettivamente vulnerabili soprattutto per quel che riguarda il loro comportamento fuori dal piano.

Data la condizione di bene sottoposto a vincolo di interesse culturale, il progetto è stato pensato seguendo il principio del **minimo intervento**.

Le scelte progettuali mireranno alla conservazione delle strutture esistenti laddove possibile. Qualora tale condizione non dovesse essere verificata verranno preferite in primis tecniche costruttive analoghe a quelle esistenti o in alternativa ad esse strutture in acciaio che meglio rispondono al principio di reversibilità. Inoltre gli interventi previsti non muteranno minimamente l'aspetto del teatro.

Gli interventi previsti sono mirati alla risoluzione delle criticità nella morfologia costruttiva tipica dei teatri.

Si tratta, sostanzialmente, di una struttura caratterizzata da grandi volumi vuoti nella zona centrale e in quella del palcoscenico e da limitate connessioni trasversali e longitudinali. Queste peculiarità la rendono vulnerabile in presenza di azioni sismiche.

Al fine di raggiungere la condizione di **miglioramento sismico**, è stato necessario intervenire su alcune pareti, caratterizzate da quadri fessurativi riconducibili al sisma e quindi oggettivamente insufficienti. L'incremento di resistenza è stato ottenuto attraverso l'applicazione di intonaco armato in materiale composito (rete bidirezionale in fibra di basalto e matrice a base di malta di calce). Si tratta di un intervento da realizzare sotto intonaco e che quindi non modificherà l'aspetto estetico del teatro.

Per quanto riguarda il nuovo corpo camerini, si è scelto di adottare una tecnologia a pareti portanti in muratura armata, solai leggeri in lamiera grecata con cappa collaborante e cordoli di piano in c.a.

Il corpo camerini è completamente separato rispetto all'edificio adiacente mediante la realizzazione di un giunto strutturale ($s=8\text{cm}$). Le due strutture risulteranno completamente indipendenti. 5.

Al fine di rispettare l'organizzazione "scatolare" del nuovo corpo camerini la cui struttura è realizzata in muratura armata, sono stati inseriti (si veda nel dettaglio il progetto delle strutture) nuovi pilastri e nuove travi in acciaio, alcune delle quali sono state collegate con dei controventi.

Si sottolinea che l'intervento di nuova costruzione del corpo camerini indurrà anche un miglioramento in termini di aumento delle pareti sismo-resistenti del teatro nella direzione trasversale, quella più debole. Invece nella direzione forte, ovvero quella longitudinale, il numero di pareti sismo-resistenti resta immutato.

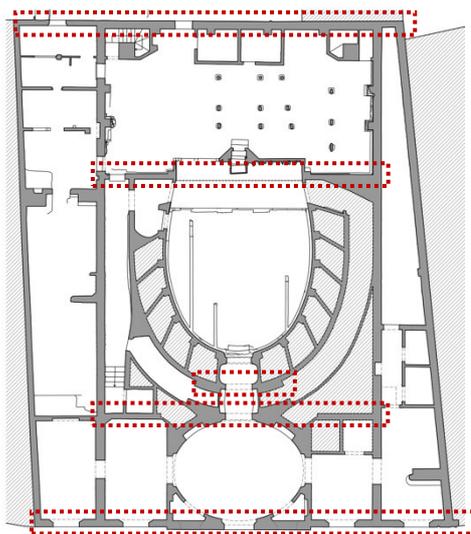


Figura 3 - Pareti sismo-resistenti in direzione trasversale nello stato di fatto

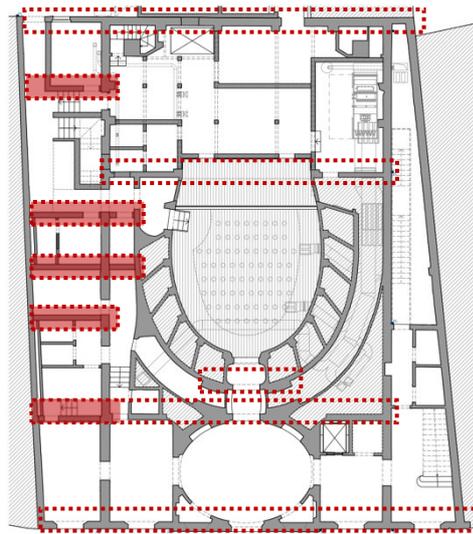


Figura 4 - Pareti sismo-resistenti in direzione trasversale nello stato di progetto

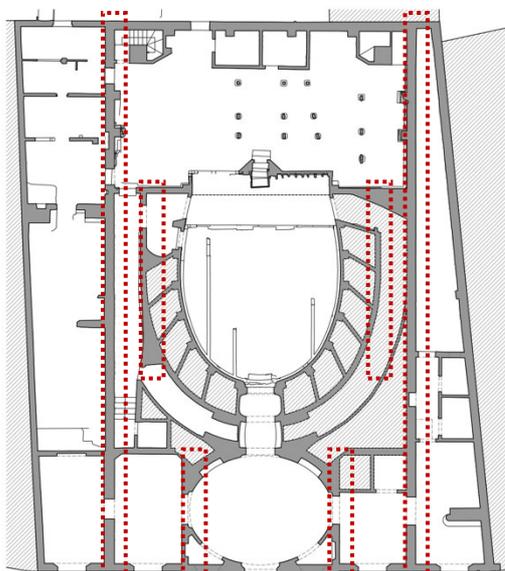


Figura 5 - Pareti sismo-resistenti in direzione longitudinale nello stato di fatto

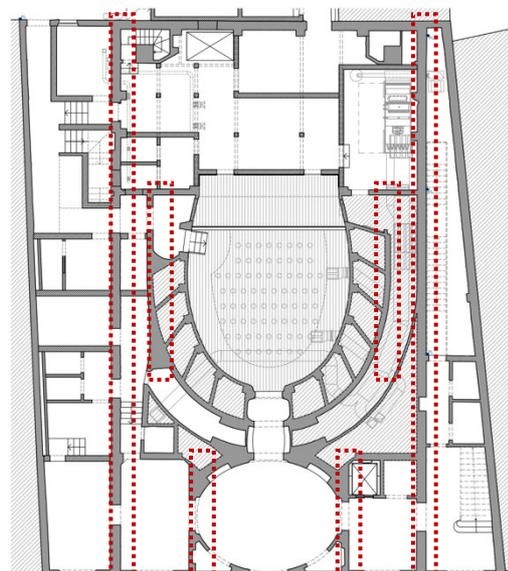


Figura 6 - Pareti sismo-resistenti in direzione longitudinale nello stato di progetto

Inoltre si interverrà sul miglioramento della rigidità nel piano degli impalcati (attraverso cappe armate, doppi tavolati lignei e irrigidimento del piano di falda), oltre che sul miglioramento delle connessioni trasversali tra le murature attraverso l'inserimento di tiranti in corrispondenza della torre scenica.

La norma inoltre richiede che risulti verificata la condizione di **adeguamento statico** della struttura.

A tale proposito, si prevede un rinforzo della struttura lignea dei palchetti, i quali risulterebbero inadeguati in una condizione di carico in presenza di incendio. Per tanto si prevede, l'accostamento alla struttura esistente di una nuova in acciaio, opportunamente protetta dal fuoco, la cui funzione sarà quella di sostenere i carichi gravitazionali nell'ipotesi in cui si verifichi un incendio.

La platea è attualmente pavimentata con un tavolato ligneo temporaneo, non vi sono tracce della pavimentazione storica. La nuova struttura che si andrà a realizzare sarà in legno e adatta a sostenere i carichi previsti dalla normativa.

La struttura del palco era originariamente in legno. A testimonianza di quanto detto restano infatti alcune travi e pilastri che tuttavia sono in uno stato di degrado avanzato. Pertanto si sostituisce tale struttura con un sistema di pilastri e travi, ordite nel senso longitudinale del teatro, in acciaio. Il piano del palcoscenico sarà in tavole di legno e sostenuta da un'orditura di travetti lignei.

Per quanto riguarda la "macchina scenica" ed in particolare il piano della graticcia, attualmente non presente, si prevede la realizzazione di una nuova struttura costituita da travi in legno al di sopra delle quali posare i listelli del piano grigliato. Tali travi a loro volta poggeranno sulla muratura mediante apposite mensole metalliche e su una nuova trave reticolare posizionata in corrispondenza dell'arco del boccascena a sostituzione della struttura lignea presente inadeguata a reggere i carichi previsti dal normale funzionamento delle macchine sceniche moderne.

I ballatoi lignei esistenti, dei quali uno è completamente crollato, saranno ricostruiti in maniera analoga a quelli esistenti con struttura portante costituita da travi e saette in legno e piano di calpestio realizzato con un doppio tavolato ligneo ben connesso alla muratura. Oltre alla funzione distributiva, essi assolveranno anche a quella di controventamento orizzontale ed all'interruzione della luce libera di inflessione delle pareti laterali della torre scenica.

2.3 Descrizione generale delle strutture esistenti

Sulla base della documentazione disponibile e delle evidenze ottenute a seguito delle campagne di indagini diagnostiche effettuate, oltre che da sopralluoghi in situ da parte dei progettisti scriventi si sono potuti individuare qualitativamente i materiali da costruzione presenti e la tipologia costruttiva di ogni unità.

- ***l'avancorpo***, contenente il ridotto, è stato oggetto di un progetto di restauro nel 1997, il quale ha interessato sia le murature che gli impalcati. Le murature esistenti, in mattoni pieni (spessori di 45 cm per i muri perimetrali e di 30 cm per i muri interni), sono state consolidate con rete e betoncino, con rifacimento degli architravi e con creazione di rinforzi localizzati nella zona di inserimento dei solai. Per quanto riguarda i solai lignei esistenti le opere di consolidamento hanno previsto la sostituzione degli stessi con struttura analoga o in latero-cemento (quest'ultima in corrispondenza della zona scale).

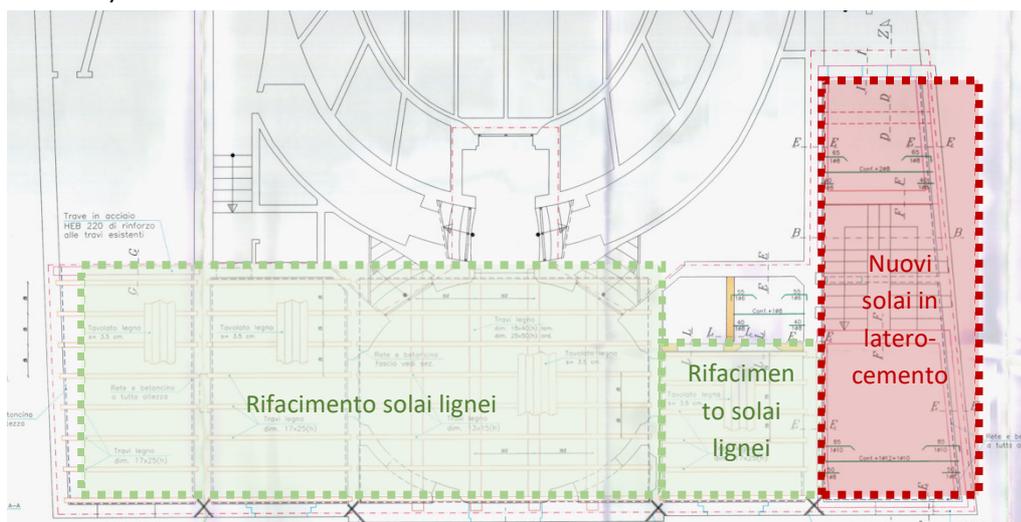


Figura 7- Stralcio Tavola del Progetto di Restauro del 1997: Consolidamento dei solai dell'avancorpo

La copertura, a padiglione con due falde a capanna sul timpano di facciata, anch'essa oggetto d'intervento nell'ambito del progetto del 1997, è stata completamente rifatta. La struttura lignea è costituita da un'orditura primaria di capriate composte alla palladiana, seguita da una orditura

secondaria di arcarecci, travetti e tavolato ligneo. Il manto di copertura è in tegole in cotto. Si segnala inoltre la presenza di un cordolo sommitale in c.a del quale però non si hanno informazioni riguardo al grado di collegamento con la muratura sottostante.



Figura 8 - Copertura dell'avancorpo con tavolato ligneo e controsoffitto sottostante in arelle



Figura 9 - Cordolo in c.a dell'avancorpo.

- La **sala teatrale** si presenta in un evidente stato di degrado, poiché inutilizzata dagli anni '50. Essa costituisce il corpo centrale ed è composta dalla platea e dai palchetti ed i corrispondenti corridoi laterali, distribuiti su più livelli. Ha un'impostazione planimetrica a ferro di cavallo. La platea era originariamente sostenuta da muretti.

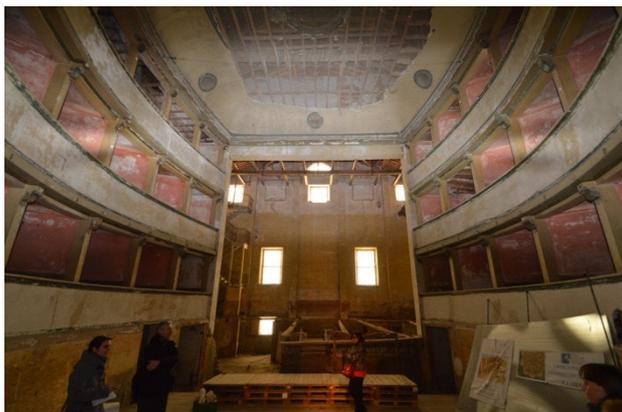


Figura 10 - Sala teatrale



Figura 11 - Dettaglio dei muretti di sostegno della platea (foto dei primi anni 2000)

La struttura portante dei palchetti, invece, si presenta in modo differente tra il piano terra e gli altri ordini. Al piano terra il ferro di cavallo è costituito da due setti paralleli in muratura portante in mattoni pieni (da 30 e 20 cm) sui quali poggiano i solai. Agli ordini superiori la struttura è costituita da telai lignei, nella parte verso la platea e muratura portante nella parte interna (spessore di 30cm). I solai dei palchetti sono in legno, con struttura a travetti e tavolato semplice ovunque, ad eccezione dei solai di calpestio del primo ordine dove si riscontra la presenza di una triplice orditura.



Figura 12 - Struttura portante dei palchetti al piano terra e solaio con triplice orditura



Figura 13 - Solaio con semplice orditura e tavolato nel corridoio a sinistra della sala (piano terra)



Figura 14 - Struttura portante dei palchetti agli ordini superiori



Figura 15 - Solai lignei con semplice orditura e tavolato dei palchetti agli ordini superiori

Il soffittone della sala, crollato nella parte centrale è un controsoffitto in gesso ed arelle sorretto da centine lignee appese alle catene delle capriate tramite listelli lignei.



Figura 16 - Soffittone della sala teatrale

La copertura a capanna, presenta una struttura lignea con capriate composte alla palladiana, arcarecci, travetti e pannelle in cotto. Il manto di copertura è in tegole in cotto.



Figura 17 - sottotetto sala teatrale

- La **torre scenica**, contenente il palcoscenico, i camerini e la graticcia, è costruita in muratura portante in mattoni pieni (spessore di 45 cm) e dei ringrossi della muratura di 30 cm a costituire delle lesene. Il piano del palcoscenico, originariamente in legno, era sorretto da una struttura, anch'essa lignea, costituita da pilastri con basamento in cemento e travi sostenute da mensole laterali in corrispondenza delle colonne in legno. Il tavolato è completamente assente, restano solo alcune travi e pilastri in avanzato stato di degrado.



Figura 18 - Struttura del palcoscenico

Il limite tra sala e palcoscenico è definito da un setto in mattoni pieni, per la maggior parte crollato.

Sono ancora presenti 8 travi in legno che dovevano sostenere la graticcia originaria. Esse poggiano sulla muratura di fondo della torre scenica da un lato e sul boccascena dall'altro, con degli appoggi intermedi sulle catene delle due capriate. La muratura di separazione tra la torre scenica e la sala teatrale presenta nella parte centrale una struttura lignea piuttosto complessa. Essa è costituita da una trave in legno di circa 30 cm di diametro. Al di sopra di questa trave ne troviamo un'altra di sezione più piccola con delle saette sulle quali poggiano le travi a sostegno della graticcia. Qui si poggia inoltre la struttura centinata del soffitto della sala teatrale.



Figura 19 - Muro di sostegno del palco e spazio del suggeritore



Figura 20 - Le travi di sostegno alla graticcia

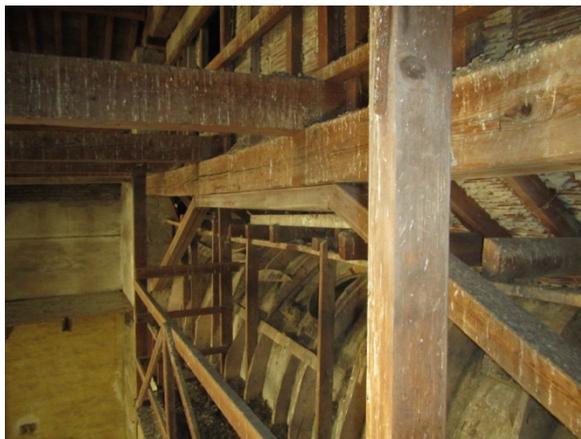


Figura 21 - Dettaglio della struttura sopra il boccascena

Infine la copertura lignea a capanna è analoga a quella della torre scenica.



Figura 22 - Copertura della torre scenica in pianelle di cotto



Figura 23 - Cordolo in c.a della torre scenica e lesioni sulla parete di fondo

3 Sintesi dei risultati delle campagne di indagini

Nel 2019 è stata eseguita una campagna diagnostica di saggi esclusivamente strutturali su terreni, fondazioni, su alcuni impalcati e murature, per valutare lo stato di fatto e di conservazione dell'immobile. Al fine di approfondire il quadro conoscitivo necessario per la redazione del progetto di restauro e miglioramento sismico è stata condotta, nell'ambito del nostro contratto, una campagna indagini ad integrazione della precedente che ha riguardato sia gli aspetti strutturali sia gli aspetti di finitura.

Si riportano di seguito i riferimenti delle relazioni specialistiche delle due fasi di conoscenza e gli aspetti che sono stati esaminati in ciascuna di esse.

Campagna diagnostica del 2019

- ***“Indagini specialistiche sulle strutture in muratura e legno”*** condotta da LiFE -Laboratori Ingegneria Ferrara s.r.l a firma dell’Ing. Marco Geminiani.

Le indagini hanno riguardato: il rilievo delle tessiture murarie, indagini sulle strutture di fondazione e indagini qualitative sulle strutture lignee.

- ***“Modellazione geologica e relazione di risposta sismica locale per lo studio della liquefazione - Teatro Concordia di Portomaggiore FE”*** a firma del Geologo Dott. Thomas Veronese.

Campagna diagnostica del 2020

- ***“Portomaggiore/Teatro Concordia - Relazione Tecnica: Indagini diagnostiche”*** condotta da Expin a firma dell’Ing. Filippo Casarin.

Le indagini hanno riguardato: saggi sui pavimenti, rilievo geometrico di strutture in legno, indagini sugli elementi in legno visibili, indagini ai nodi della struttura lignea dei palchetti e piccoli scrostamenti di intonaco per la verifica della struttura muraria di spina dei palchetti.

Di seguito si riporta una sintesi dei risultati che si ritengono rilevanti al fine della comprensione degli interventi strutturali predisposti. Per la conoscenza completa delle risultanze delle indagini si allegano al presente progetto gli specifici elaborati.

3.1 Saggi di fondazione

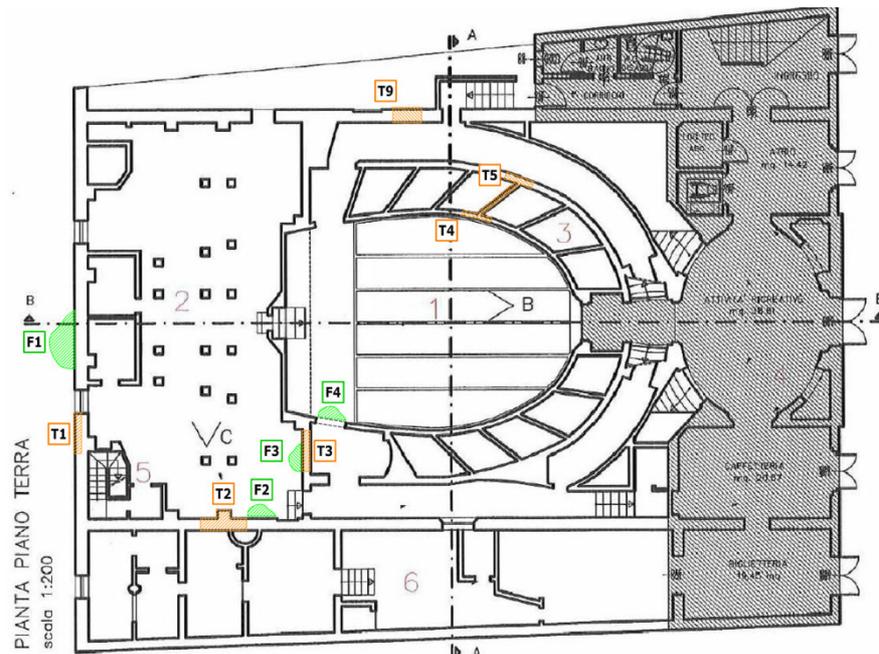


Figura 25 - Campagna Indagini 2019: Individuazione dei punti di indagine - Piano terra

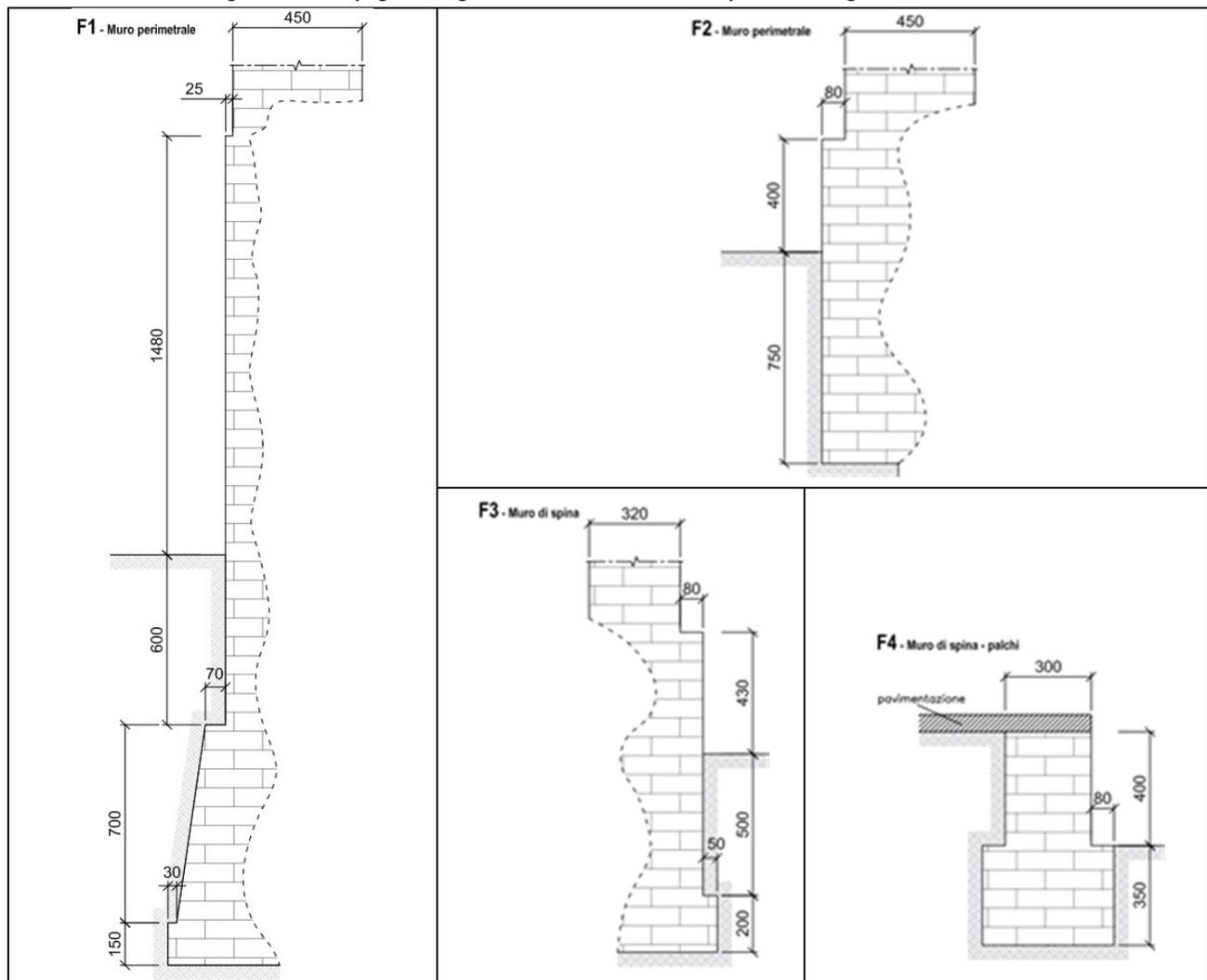


Figura 26 - Campagna Indagini 2019: Rilievo della geometria delle opere di fondazione

Sono stati eseguiti quattro saggi di fondazione in corrispondenza della torre scenica, mediante carotaggio continuo ad umido e/o scavo esplorativo attraverso i quali si sono potuti definire:

1. La composizione materica e la successione stratigrafica dal piano di campagna a quello di imposta.
2. La quota del piano di posa delle opere di fondazione, a partire dal piano campagna.

Tutte le strutture di fondazione indagate sono costituite in muratura portante in mattoni pieni e presentano un allargamento rispetto alla muratura soprastante di 8-10 cm ed affondano ad una profondità massima di 145 cm rispetto al piano di campagna prendendo come riferimento la quota del cortile posteriore. Per quanto riguarda la definizione delle altre strutture di fondazione si è proceduto per analogia con quelle rilevate.

3.2 Indagini idrogeologiche

Le prove penetrometriche con Penetrometro statico con punta elettrica con piezocono, effettuate dal Geologo Dott. Thomas Veronesi, hanno rilevato la presenza di un sottile strato di riporto di circa 0,50 m, seguito da uno strato di argilla limosa fino a 2 m di profondità, seguita da limi sabbiosi fino al 2,6m e uno strato argilloso fino ai 5 m di profondità. È ragionevole pensare che tutte le fondazioni esistenti si attestino negli strati compresi tra 0,5 m e 2,6 m.

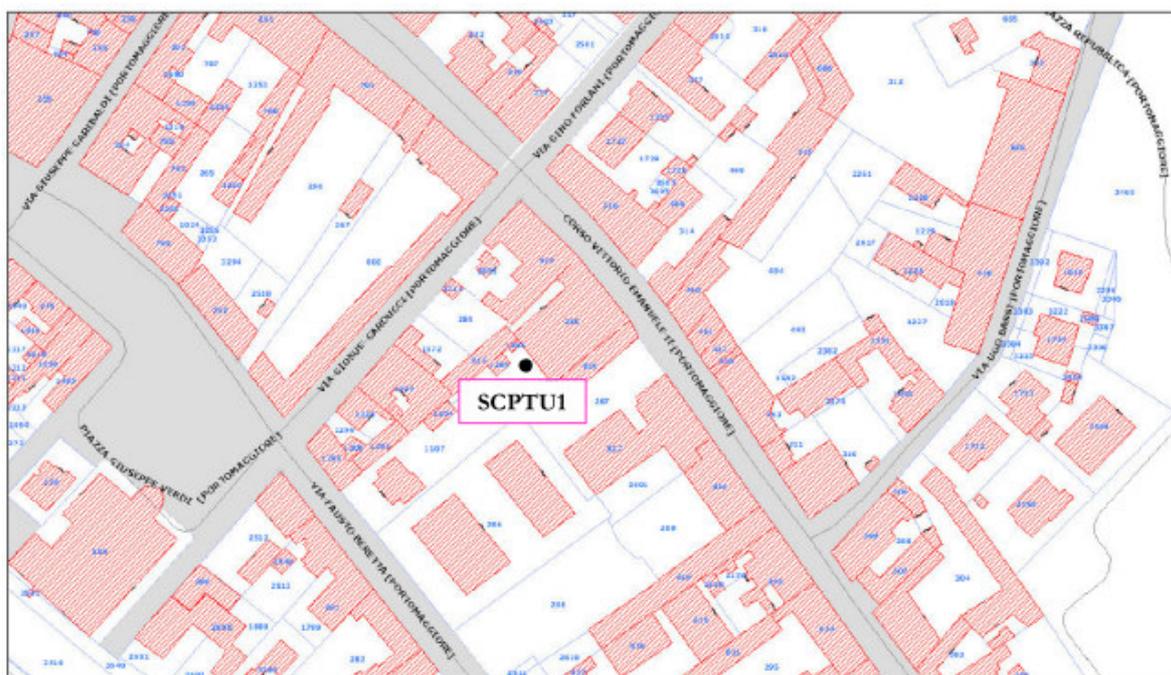


Figura 24 - Ubicazione prova penetrometrica SCPTU eseguita nel cortile sul retro del Teatro

La falda è stata intercettata ad una profondità di 150 cm dal piano di campagna. Com'è noto il livello della falda superficiale è soggetto a variazioni durante il corso dell'anno a causa delle precipitazioni. Pertanto al fine di valutare tale variabilità si è fatto riferimento al sito FaldaNET-ER in cui sono riportati i dati di monitoraggio della livello della falda superficiale in Emilia Romagna. Come si può evincere dalla mappa riportata di seguito, la profondità minima del livello di falda a Portomaggiore è di 150 cm dal piano campagna. Tale dato è confermato dal grafico della variazione su base annuale rilevato dalla stazione 32FE.

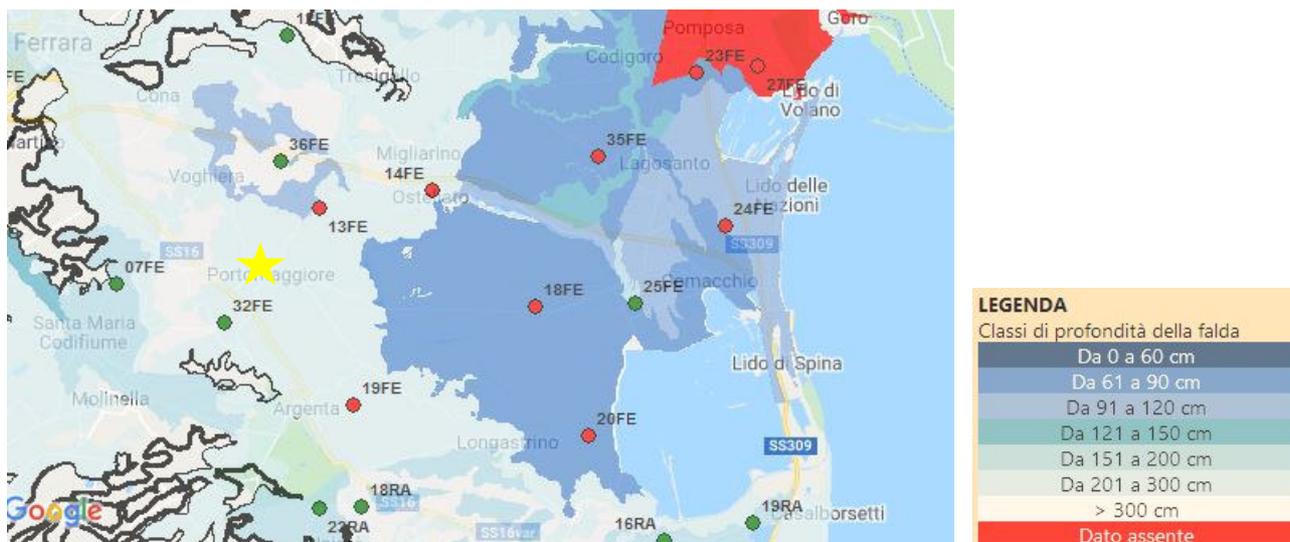


Figura 25 - Mappa della profondità di falda rilevata dalle reti di monitoraggio regionale dell'Emilia Romagna



Figura 26 - Andamento del livello di falda su base annuale rilevato dalla stazione FE32

3.3 Caratterizzazione sismica del suolo

Da un punto di vista sismico il suolo è classificabile secondo la categoria D contemplata nella Tabella 3.2.11 del D.M. 17/01/2018, di seguito riportata.

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

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

3.4 Saggi sulle murature

Le indagini della tessitura muraria effettuati durante la campagna di prove del 2019 hanno permesso di rilevare la tipologia di muratura prevalente, ovvero muratura in mattoni pieni con giunti di malta.

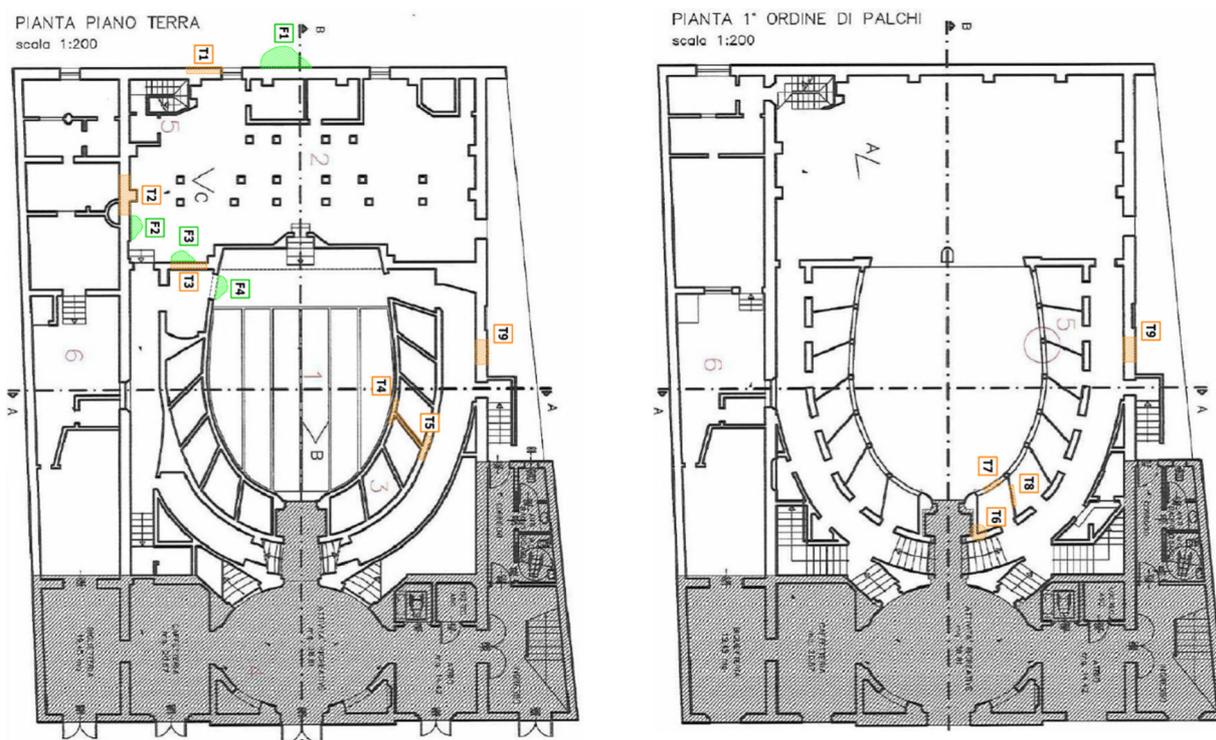


Figura 27 - Campagna Indagini 2019: Individuazione dei punti di indagine - Piano terra

Per quanto riguarda le murature perimetrali della torre scenica (saggi T1 e T2) si tratta di murature a tre teste (spessore di 45 cm circa) con presenza di collegamenti trasversali e lesene di spessore 32 cm. L'ammorsamento tra la lesena ed il muro perimetrale risulta correttamente eseguito. Anche la muratura perimetrale della sala teatrale (saggio T9) risulta essere a tre teste.

Il muro di spina tra la torre scenica e la sala teatrale (saggio T3) è a due teste (spessore di 30 cm).

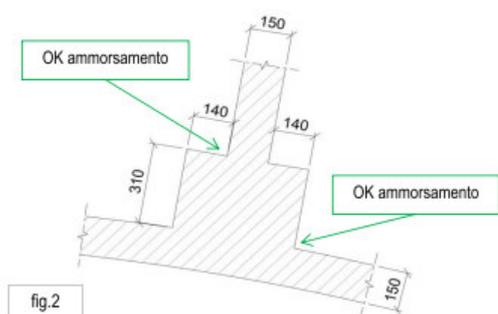
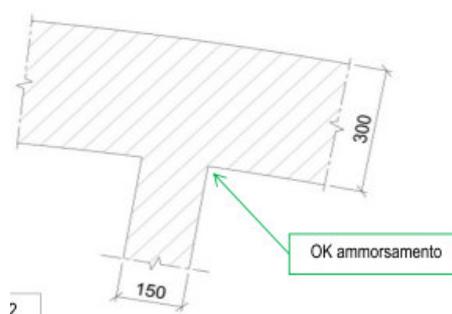


fig.2
Figura 27 - Primo ordine dei palchi: Muro sul perimetro della sala e pilastri della zona palchi (saggio T4)



2
Figura 28 - Piano terra dei palchi: Muro di spina tra palchi e corridoio (saggio T5)



Figura 29 - Piano terra dei palchi: Muro di spina tra palchi e corridoio (T5)



Figura 30 - III ordine dei palchi: Muro di spina tra palchi e corridoio

Per quanto riguarda la muratura che definisce il perimetro della sala al piano terra della zona palchi (saggio T4) si rileva la presenza di un paramento di muratura ad una testa e pilastri in muratura di dimensioni 45x45 cm circa ben ammorsati.

La muratura di spina tra palchi e corridoio a piano terra (saggio T5) risulta essere caratterizzata da una condizione di vulnerabilità intrinseca. Ovvero è caratterizzata da una tessitura di mattoni pieni disposti tutti di taglio e da giunti di malta ampiamente degradati. Durante la campagna di indagini del 2020 realizzata da Expin, si è approfondito questo aspetto, al fine di comprendere se questa tipologia di paramento murario si estendesse anche ai livelli superiori. L'esito delle indagini ha dimostrato come tale apparecchiatura caratterizzi solo il piano terra, mentre per la restante parte essa è del tipo a due teste con sporadica presenza di diatoni.

3.5 Saggi sugli orizzontamenti

Nel corso di entrambe le campagne di prova sono stati svolti dei saggi sulle strutture degli impalcati dei diversi ordini dei palchi. Si tratta di impalcati costituiti da orditura in travetti di legno e tavolato. Solo al piano terra si rilevano nella parte verso la platea la presenza di più livelli di orditura. Nelle immagini che seguono si descrivono meglio a capire le stratigrafie.

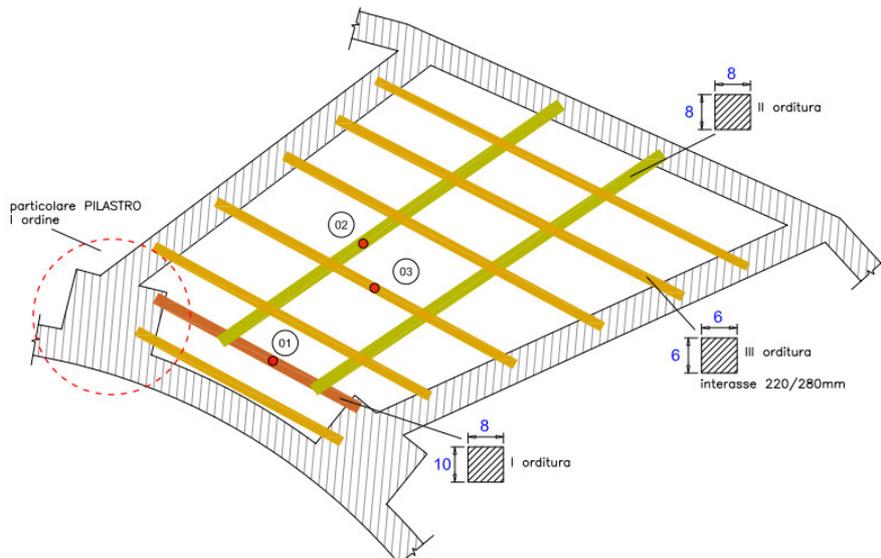


Figura 31 - Solaio di calpestio del primo ordine dei palchi (Campagna indagini 2019)

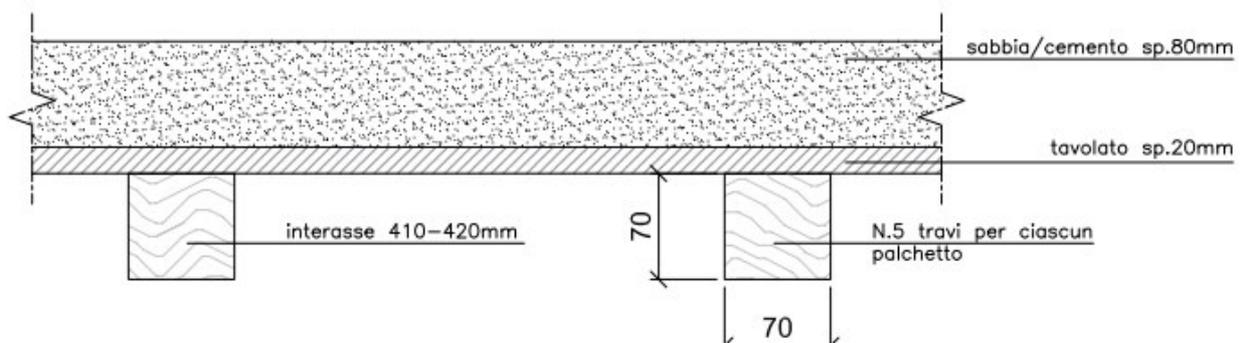


Figura 32 - Solai di calpestio dei diversi ordini dei palchi e del corridoio del primo ordine (Campagna indagini 2019).

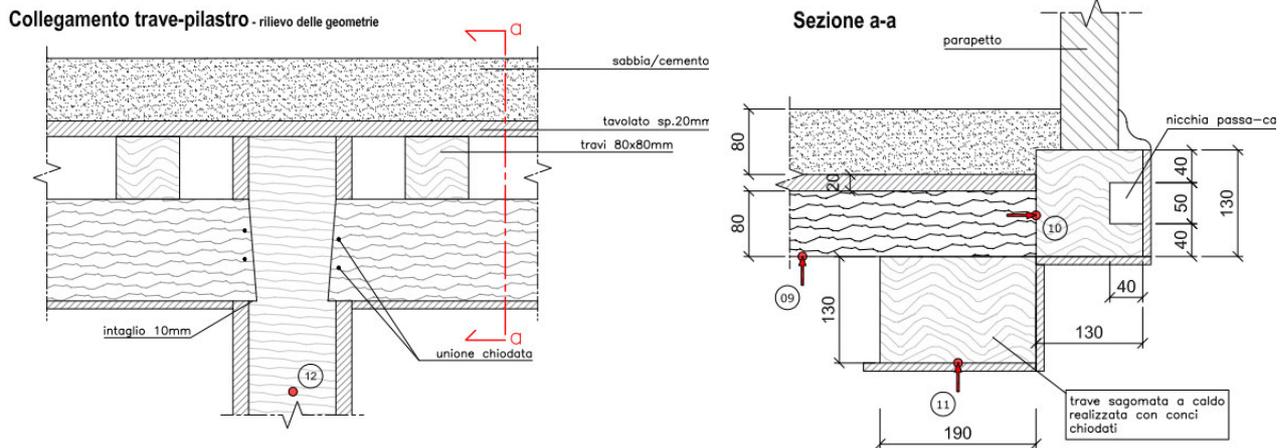


Figura 33 - Dettaglio struttura lignea di sostegno agli impalcati dei palchi (Campagna indagini 2019)

Nel corso della campagna indagini del 2020 oltre alla conferma dei risultati ottenuti in precedenza sono state indagate situazioni più di dettaglio.

3.6 Indagini sulle strutture in legno

Nel corso della campagna di indagini del 2020 è stata effettuata un'estesa campagna di indagini sulle strutture di copertura. In particolare oltre al rilievo geometrico, una classificazione della specie legnosa ed una classificazione a vista, sono state svolte indagini penetrometriche del legno.

Dalle indagini xilotomiche per l'identificazione delle specie legnose si è evinto che le strutture in legno presenti nel teatro di Portomaggiore sono in legno di Abete rosso (nelle strutture del sottotetto della zona d'ingresso, nella struttura di boccascena e nei pilastri dei palchetti) e di Abete bianco (nelle strutture del boccascena, nella torre scenica e nelle travi dei palchetti).

Dalla classificazione visiva è emerso che la maggior parte degli elementi appartengono alla *Categoria I* (classificazione secondo la norma UNI 11119) ad eccezione dei travetti della copertura i quali risultano appartenenti alla *Categoria II*. Si rileva inoltre in corrispondenza delle capriate della torre scenica la presenza di attacchi superficiali di xilofago, in particolare in corrispondenza delle teste delle catene.



Figura 34 - Protesi delle capriate della torre scenica.



Figura 35 - Dettaglio appoggio capriata torre scenica.

Dalle indagini penetrometriche invece si evince che le strutture indagate risultano prevalentemente in uno stato di buona conservazione $Pr/Pt > 0.7$ ad eccezione della catena di una delle capriate della torre scenica in corrispondenza dell'appoggio.

Per ulteriori dettagli si faccia riferimento alle relazioni specialistiche allegate al presente progetto.

3.7 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico, delle indagini materico-costruttive, meccaniche e sul terreno e le fondazioni, è stato individuato il livello di conoscenza adottato per l'edificio oggetto dell'intervento. Sulla base di tale livello è possibile determinare i valori medi dei parametri meccanici ed il fattore di confidenza.

Considerata la Tab.C.8.5.IV della Circolare n.7/2019 e tenuto conto che si è in possesso di:

- Un'analisi **storico-critica**;
- Un **rilievo geometrico completo** e che si è eseguito un rilievo materico e degli elementi attraverso **indagini estese** che hanno consentito la caratterizzazione delle sezioni murarie e del grado di ammassamento, la definizione delle sezioni degli elementi monodimensionali in legno e c.a. presenti;
- Una **campagna di prove estesa**, sia per le strutture in muratura che per quelle in legno. Le informazioni sulle caratteristiche meccaniche degli elementi in c.a. sono state desunte direttamente dagli elaborati progettuali, forniti dalla committenza.

- Dati ed informazioni su terreno e fondazioni.

Sulla base del livello di approfondimento della conoscenza sopra descritto si può considerare raggiunto il **Livello di Conoscenza Adeguato - LC2** e quindi si può adottare un Fattore di confidenza **FC = 1,2**.

Tab.C.8.5.IV Circolare n.7/2019

Livello di conoscenza (LC)	Descrizione	Fattori di confidenza (FC)
LC1	Conoscenza Limitata	1,35
LC2	Conoscenza Adeguata	1,20
LC3	Conoscenza Accurata	1,00

Nel caso di analisi che considerano la resistenza dei materiali (verifica a taglio o a pressoflessione delle pareti nel loro piano) il fattore di confidenza è stato applicato alle proprietà dei materiali riducendone moduli elastici e resistenze.

Nel caso di analisi che considerano l'equilibrio limite (cinematismi di collasso) il fattore di confidenza è stato applicato alla capacità della struttura, riducendo l'accelerazione corrispondente al collasso.

3.8 Normativa di riferimento

- D.M. 17/01/2018 – 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 decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*;
- DPCM 09/02/2011 - *“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”*;
- UNI 11119:2004 - *“Beni culturali – Manufatti lignei – Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera”*;
- D.lgs 22 Gennaio 2004, n.42 - *“Codice dei beni culturali e del paesaggio”*;
- Legge Regionale 30 ottobre 2008, n.19 - *“Norme per la riduzione del rischio sismico”* e smi (L.R 6 Luglio 2009, n.6 e L.R 23 dicembre 2016, n.25);

4 Definizione dei parametri di progetto

4.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Per l'opera in esame, la **vita nominale di progetto** definita (§2.4.1 NTC18) come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è pari a $V_N = 50$ anni.

Per la definizione della classe d'uso, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso (§2.4.2 NTC18), è stata assunta la **Classe III** (costruzioni che prevedono affollamenti significativi). Ad essa corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1,5$ (Tab. 2.4.II NTC18), necessario per la definizione del **periodo di riferimento** per l'azione sismica $V_R = C_U \times V_N = 150$ anni.

4.2 Fattore di comportamento

Nelle verifiche dei cinatismi di collasso invece $q_{CINE} = 2$ (C8.7.1.2.1.7 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019).

4.3 Definizione dell'azione sismica

In accordo con quanto stabilito dalle NTC2018 al §3.2, l'azione sismica può essere rappresentata attraverso opportuni spettri elastici di progetto definiti, per prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , a partire dai parametri di "pericolosità sismica di base" (a_g ; F_0 e T_c^*) e dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che influenzano la risposta sismica locale.

Si utilizza il foglio di calcolo Excel "Spettri-NTC ver.1.03", reso disponibile dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per la valutazione degli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 11,8078
 LATTITUDINE: 44,6994

Ricerca per comune
 REGIONE: Emilia-Romagna
 PROVINCIA: Ferrara
 COMUNE: Portomaggiore

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Dati di Input

Comune:	Portomaggiore (FE)
Latitudine:	44°,6994 N
Longitudine:	11°,8078 E
Altitudine:	2 m s.l.m
Zona Sismica:	3 (medio-bassa)
Vita Nominale:	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso:	$C_U = 1,5$
Vita di Riferimento:	$V_R = 75$ anni
Categoria di sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

Figura 36 - Schermata iniziale del foglio di calcolo "Spettri-NTC ver.1.03"

Tabella dei parametri della pericolosità sismica per i diversi stati limite

STATI LIMITE		P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_C^*
		[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]
Stati limite di esercizio	SLO	81	45	0,051	2,483	0,270
	SLD	63	75	0,064	2,499	0,281
Stati limite ultimi	SLV	10	712	0,179	2,558	0,276
	SLC	5	1462	0,238	2,493	0,285

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione per quanto riguarda la componente orizzontale è definito attraverso le seguenti espressioni [3.2.2] delle NTC2018:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito, corrispondente allo stato limite considerato;

$S = S_S \cdot S_T$; essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab.3.2.IV delle NTC2018) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tab.3.2.V delle NTC2018);

η è il fattore che altera lo spettro per coefficienti di smorzamento viscoso non convenzionali;

F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione, corrispondente allo stato limite considerato;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, essendo T_C^* uno dei parametri di pericolosità sismica definito al §3.2 delle NTC2018 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Tab.3.2.IV delle NTC2018);

$T_B = T_C/3$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$T_D = 4,0 \cdot (a_g / g) + 1,6$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Nel caso dell'edificio in esame si valuteranno le azioni sismiche allo stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), pertanto si riportano i valori dei parametri necessari alla definizione dello spettro di risposta elastico corrispondente.

STATO LIMITE	SLV
$a_g \rightarrow$	0,179 g
$F_0 \rightarrow$	2,558
$T_C^* \rightarrow$	0,276 s
$S_S \rightarrow$	1,712
$C_C \rightarrow$	2,379
$S_T \rightarrow$	1
$S \rightarrow$	1,712
$\eta \rightarrow$	1
$T_B \rightarrow$	0,219 s
$T_C \rightarrow$	0,657 s
$T_D \rightarrow$	2,318 s

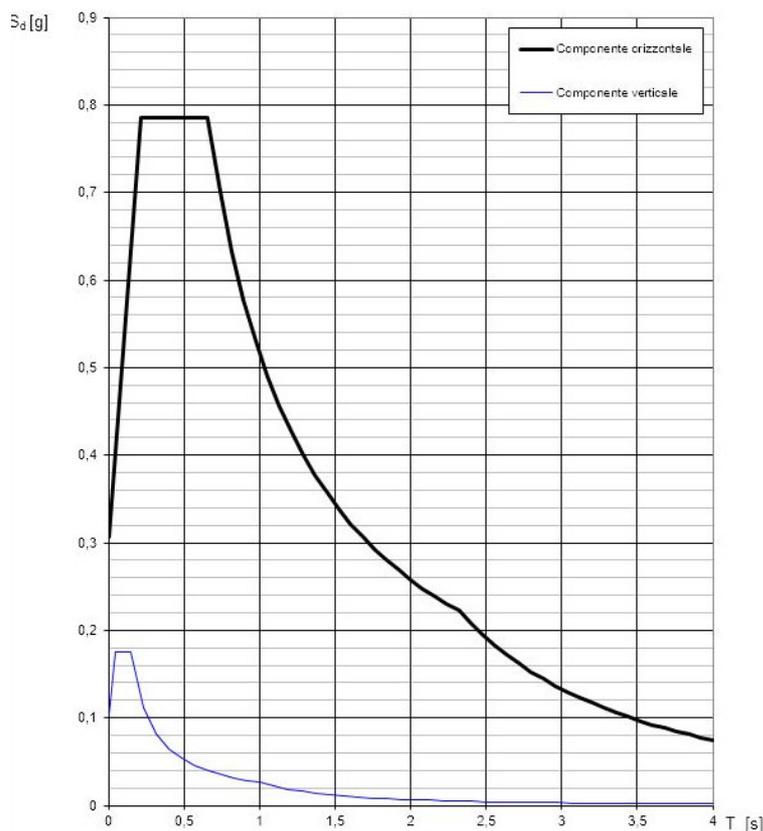


Figura 37 - Spettro di risposta elastico in accelerazione allo SLV

4.4 Definizione dell'azione della neve

In accordo con quanto stabilito dalle NTC2018 al §3.4, il carico provocato dalla neve sulle coperture può essere valutato tramite l'espressione [3.4.1] di seguito riportata:

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

Il teatro è localizzato a Portomaggiore (FE) ad altitudine di 2 m s.l.m.

Pertanto rientrando nella *Zona II* ed avendo $a_s = 2 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$ il valore di riferimento del carico della neve al suolo $q_{sk} = 100 \text{ kg/mq}$.

La copertura del teatro è caratterizzato da un tetto simmetrico a due falde con un inclinazione $\alpha = 23^\circ$. Si assume, inoltre, che alla neve non sia impedito di scivolare. Di conseguenza il coefficiente di forma della copertura $\mu_i(23^\circ) = 0,8$ (cfr. Tab.3.4.II delle NTC2018).

La costruzione del Piccolo teatro della Concordia si trova nel centro abitato di Portomaggiore, di conseguenza si ritiene che rientri nella categoria di esposizione topografica "Normale", così come definita nella Tab.3.4.I delle NTC2018. Di conseguenza il coefficiente di esposizione $C_E = 1$.

Infine si assume il coefficiente termico C_t , che tiene conto della riduzione del carico della neve a causa dello scioglimento della stessa, pari ad 1.

Il carico della neve in copertura risulta quindi:

$$q_s = 80 \text{ kg/mq}$$

Tale carico, avente direzione verticale, verrà considerato agente sulla proiezione orizzontale della copertura.

4.5 Definizione delle destinazioni d'uso

Ai fini della definizione dei sovraccarichi agenti sulle strutture del teatro, si individuano le seguenti destinazioni d'uso sulla base delle categorie definite dalle NTC2018 (Tab.3.1.I):

- **Cat. C2:** Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenza ed attesa, aule universitarie e aule magne. (Per la platea e la zona dei palchetti)

$$q_k = 400 \text{ kg/mq}$$

- **Cat. C4:** Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre e palcoscenici. (Per il solaio del palcoscenico)

$$q_k = 500 \text{ kg/mq}$$

- **Cat. C** per Scale comuni, balconi e ballatoi.

$$q_k \geq 400 \text{ kg/mq}$$

- **Cat. H:** Coperture accessibili per la sola manutenzione e riparazione. (Per i sottotetti)

$$q_k = 50 \text{ kg/mq}$$

Per tutte quelle aree, come ad esempio il soffitto della sala teatrale, i sottotetti, la graticcia e le passerelle della torre scenica, che non rientrano in categorie d'uso definite dalla normativa, si procederà alla definizione dei sovraccarichi accidentali caso per caso in funzione dell'effettivo utilizzo e saranno riportate nelle analisi dei carichi corrispondenti.

Ai carichi accidentali sono stati attribuiti i coefficienti di combinazione come definiti dalle NTC2018 alla tab.2.5.I di seguito riportata.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

4.6 Combinazioni di carico

Al fine delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§2.5.3 NTC18)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

5 Definizione dei materiali esistenti e dei materiali per i nuovi interventi

Come già riportato, sono state svolte due campagne diagnostiche per la caratterizzazione materica e meccanica dei materiali esistenti. I risultati sono riportati nelle relazioni specialistiche allegate al presente progetto. In base a quanto contenuto in tali relazioni, i materiali esistenti sono stati classificati come segue:

5.1 Materiali esistenti

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura, sulla base delle indagini svolte, si può con buona approssimazione ricondurre la muratura esistente alla tipologia "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" prevista dalla Tabella C8.5.I. della Circolare 21/01/2019, di seguito riportata.

Tab. C.8.5.I della Circolare n.7/2019

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

Avendo definito un livello di conoscenza LC2, sia per i valori medi delle resistenze che dei moduli elastici, si considerano la media degli intervalli delle caratteristiche meccaniche fornite dalla succitata tabella. Si riportano di seguito i valori dei parametri della muratura portante così definiti.

Muratura portante esistente in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a compressione	$f_m = 3,4 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (tessitura regolare)	$f_{v0} = 0,09 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico normale	$E = 1500 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale	$G = 500 \text{ N/mm}^2$

Nel modello di calcolo sono state attribuite le caratteristiche di muratura fessurata.

Legno massiccio per strutture esistenti Abete S2 (UNI 11035:2-2010):

Per la caratterizzazione delle strutture di legno e l'identificazione della specie legnosa si è fatto riferimento alla norma UNI 11119. Sulla base delle categorie in opera individuate tale norma fornisce i profili di resistenza in termini di tensioni ammissibili. Al fine di correlare le tensioni ammissibili con i valori caratteristici, necessari per le verifiche agli stati limite ultimi, si adotta la metodologia proposta dal documento ReLUIIS-2014-PR4 "Linee guida ReLUIIS per la progettazione, esecuzione ed il controllo delle strutture di legno" - APPENDICE D "Strutture esistenti". Secondo tale procedura $f_k = \sigma_{amm} * \gamma_M * \gamma_{G;Q} / k_{mod}$ (con $\gamma_M = 1,5$; $\gamma_{G;Q} = (1,3+1,5)/2 = 1,45$ e $k_{mod} = 0,8$). Sulla base di questo procedimento, si definiscono le seguenti classi di resistenza per le strutture esistenti per il legname di categoria I e categoria II rilevati durante le indagini.

Legno massiccio per strutture esistenti Abete S2 (UNI 11035:2-2010):

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,0,k} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (5-percentile)	$F_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0mean} = 11800 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{mean} = 740 \text{ N/mm}^2$

Legno massiccio per strutture esistenti Abete S3 (UNI 11035:2-2010):

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,0,k} = 18 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (5-percentile)	$F_{c,0,k} = 18 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0mean} = 10500 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{mean} = 660 \text{ N/mm}^2$

5.2 Materiali previsti dal progetto per gli interventi

I materiali previsti per gli interventi di consolidamento sono i seguenti:

Acciaio da carpenteria per strutture metalliche S275/S275H

Tensione di snervamento	$f_{y,k} = 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione ultima	$f_{t,k} = 430 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Bulloni e viti in acciaio classe 8.8

Tensione di snervamento	$f_{y,b} = 649 \text{ N/mm}^2$
Tensione normale ammissibile	$f_{t,b} = 800 \text{ N/mm}^2$

Acciaio Inox AISI 304 (per gli elementi metallici inseriti nelle murature e all'esterno, per le barre di ancoraggio, piastre e capichiave)

Minimo carico unitario di scostamento dalla proporzionalità	210 N/mm^2
Resistenza a trazione minima	$f_{t,b} = 520 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da c.a (B450C)

Tensione di snervamento	$f_{y,k} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione ultima	$f_{t,k} = 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo C12/15 (per magrone)

Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{c,k} = 12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{c,k} = 15 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo: C25/30 (per solette vespai - travi, cordoli e solette di fondazione – solette)

Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{c,k} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{c,k} = 30 \text{ N/mm}^2$

Legno massiccio per nuove strutture: C24 (UNI EN 338)

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (5 percentile)	$f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0\text{mean}} = 11000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{\text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$

Legno massiccio per nuove strutture: C27 (UNI EN 338)

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,0,k} = 27 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (5 percentile)	$f_{c,0,k} = 22 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0\text{mean}} = 12000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{\text{mean}} = 750 \text{ N/mm}^2$

Muratura armata portante: Caratteristiche meccaniche blocchi

Percentuale di foratura	$\phi \leq 45\%$
Resistenza a compressione caratteristica blocco	$f_{bk} \geq 8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano del muro	$f'_{bk} \geq 1.5 \text{ N/mm}^2$

Blocchi di laterizio pieni per chiusura vani

Resistenza a compressione caratteristica blocco	$f_{bk} = 30 \text{ N/mm}^2$
---	------------------------------

Malta per murature esistenti: M5

Resistenza a compressione caratteristica	$f_{mk} = 5 \text{ N/mm}^2$
--	-----------------------------

Malta per nuove murature armate: M10

Resistenza a compressione caratteristica	$f_{mk} = 10 \text{ N/mm}^2$
--	------------------------------

Inoltre è previsto l'impiego di:

- Boiaccia per iniezioni di risarcitura delle lesioni e per inghisaggi a base di calce pozzolanica priva di cemento;
- Resine per inghisaggi tipo Hilti HIT-HY 270 o similare;
- Resine per inghisaggi tipo Hilti HIT-HY 170 o similari,
- Barre elicoidali $\phi 6$ per connessioni a secco, acciaio AISI 316 ad altissima resistenza.

- Rete bidirezionale per intonaci armati in fibra di basalto (densità 250 g/m² e maglia 6x6 mm, resistenza a trazione= 60kN/m, allungamento a rottura 1,8 %)
- Lamine pultruse di carbonio per rinforzo gradini in pietra $f_{fk} = 2500 \text{ N/mm}^2$, $E = 205 \text{ GPa}$.

6 Metodi di Analisi

6.1 Categorie di intervento e Criteri di verifica

6.1.1 Categorie di intervento

Le categorie di intervento previste per il piccolo teatro della Concordia di Portomaggiore sono quelle di **adeguamento statico** e di **miglioramento sismico** poiché si tratta di un bene soggetto a vincolo ai sensi del D.Lgs n.42 del 22 gennaio 2004. Quest'ultima categoria è definita come l'insieme di *"interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al §8.4.3 delle NTC18"* (C8.4 della Circolare del 21 gennaio 2019).

Affinché la condizione di **adeguamento statico** della struttura risulti verificata, il fattore di sicurezza $\xi_{v,i}$ (definito al §8.3 della Circolare n.7/2019 come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale sopportabile dalla struttura e il valore massimo del sovraccarico verticale che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione) dovrà essere pari a 1.

Al fine di raggiungere la condizione di **miglioramento sismico**, è necessario valutare il fattore di sicurezza sismico ξ_E definito al §8.3 della Circolare n.7/2019 come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. Trattandosi di una costruzione di Classe III ma non adibita ad uso scolastico la normativa vigente richiede un incremento del fattore di sicurezza sismico ξ_E di un valore non minore di 0.1 (C8.4.2 della Circolare del 21 gennaio 2019).

"La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento di miglioramento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme" (C8.4.2 della Circolare del 21 gennaio 2019). Pertanto sul modello sono state condotte sia analisi di tipo globale che verifiche dei cinematismi locali.

6.1.2 Criteri di verifica

Le nuove opere in progetto e le strutture esistenti sono state verificate in modo da rispettare i seguenti requisiti:

- *Sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)*, per le condizioni di carico gravitazionali, così come definiti dalle NTC18 al §2.1: "capacità delle strutture di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare danni ambientali e sociali oppure mettere fuori servizio l'opera".
- *Sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)*, per le condizioni di carico gravitazionale, così come definiti dalle NTC18 al §2.1: "capacità di garantire il corretto funzionamento della struttura nelle normali condizioni di esercizio".
- *Sicurezza nei confronti di azioni eccezionali*, per le condizioni di carico in presenza di incendio così come definiti dalle NTC18 al §2.1: "capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto".

Per le strutture esistenti è possibile far riferimento a livelli di sicurezza diversi rispetto alle nuove costruzioni e considerare i soli stati limiti ultimi.

La verifica di sicurezza strutturale nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è stata valutata adottando il **metodo semiprobabilistico** basato sull'impiego dei **coefficienti parziali di sicurezza** (§2.3 delle NTC18). La verifica risulta soddisfatta nel caso in cui l'espressione [2.2.1] delle NTC18 sia vera:

$$R_d \geq E_d$$

- R_d è la resistenza di progetto, a sua volta funzione del valore caratteristico della resistenza dei materiali e delle dimensioni geometriche.
- E_d è il valore di progetto delle sollecitazioni indotte dalle azioni.

Le verifiche effettuate per garantire la stabilità delle strutture possono essere divise in due gruppi:

1. Verifiche per garantire la sicurezza nei confronti delle **sollecitazioni indotte dai carichi di esercizio di tipo gravitazionale** sui vari elementi costruttivi (pesi propri e carichi accidentali indotti dall'uomo e carichi dovuti alla neve). Tutte le verifiche dovranno essere soddisfatte.
 - a. Le verifiche delle strutture murarie sono state condotte utilizzando **3Muri ver.12.1.0.1** della STA DATA di Torino. Le verifiche eseguite sono quelle di pressoflessione per carichi verticali, con il metodo dell'articolazione, così come consentito dalla norma al §4.5.6.2 delle NTC2018. Nel seguito il dettaglio dei parametri calcolati dal software:

Controllo di snellezza :	$h_0/t \leq 20$
	<i>h_0: lunghezza libera di inflessione del muro pari a $\rho \cdot h$</i> <i>t: spessore del muro</i>
Controllo di eccentricità dei carichi:	$e_1/t \leq 0.33$ $e_2/t \leq 0.33$
	$e_1 = e_s + e_a $; $e_2 = \frac{e_1}{2} + e_v $ <i>e_s: eccentricità totale dei carichi verticali;</i> <i>e_a: eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione;</i> <i>e_v: eccentricità dovuta al vento;</i>
Verifica ai carichi verticali:	$N_d \leq \Phi f_d A$
	<i>N_d: carico verticale agente di calcolo alla base del muro;</i> <i>A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;</i> <i>f_d: resistenza di calcolo della muratura;</i> <i>Φ: coefficiente di riduzione della resistenza del muro.</i>

Le verifiche ottenute sono riportate nel seguito della presente relazione.

Si fa notare che le verifiche per carichi verticali di pressoflessione nel piano e taglio sono state condotte direttamente nelle combinazioni di carico sismiche poiché più gravose data la presenza di sollecitazioni taglianti più elevate.

- b. Le verifiche degli orizzontamenti e delle coperture sono state condotte separatamente e riportate nel seguito della relazione.
 - c. Le verifiche delle fondazioni sono state condotte separatamente e riportate nel seguito della relazione.
2. Verifiche per garantire la sicurezza nei confronti delle **sollecitazioni indotte dal sisma**, sia in termini di **risposta globale** che di **cinematismi locali**.

Per quanto riguarda le verifiche per i carichi indotti dal sisma è stata preliminarmente effettuata un'analisi della risposta della struttura esistente al fine di individuare le principali vulnerabilità. Questa, insieme all'osservazione dei principali quadri fessurativi e delle criticità riscontrate in sede di rilievo e di campagne di indagini, ha permesso di **individuare i principali meccanismi di danno locale** da verificare e di conseguenza sono stati definiti gli interventi per impedirne l'attivazione. La verifica di tali cinematismi è stata effettuata con i fogli di calcolo della **Re-Luis CINE_1.0.4.xls**. L'esito di queste verifiche ha fornito i fattori di sicurezza $\xi_{CINE,SDF}$ e $\xi_{CINE,SDP}$, relativi al comportamento locale rispettivamente nello stato di fatto e nello stato di progetto.

La verifica della risposta globale al sisma è stata invece condotta mediante la modellazione globale dell'edificio in condizioni ante e post-operam avvalendosi del software **3Muri ver.12.1.0.1** della STA DATA di Torino, eseguendo un'analisi statica non lineare tipo **push-over**. L'analisi ha fornito l'indice di sicurezza sismica, in termini di accelerazione, relativo alla risposta globale nella quale si troverà l'edificio prima e dopo gli interventi di consolidamento previsti dal progetto $\xi_{GLOBALE,SDF}$ e $\xi_{GLOBALE,SDP}$. Infine i risultati della analisi sono stati sintetizzati definendo:

- Fattore di sicurezza sismico **stato di fatto**: $\xi_{E,SDF} = \min \{ \xi_{CINE,SDF}; \xi_{GLOBALE,SDF} \}$
- Fattore di sicurezza sismico **stato di progetto**: $\xi_{E,SDP} = \min \{ \xi_{CINE,SDP}; \xi_{GLOBALE,SDP} \}$

Dal confronto di questi due coefficienti è quindi stato desunto il raggiungimento della categoria di intervento di miglioramento sismico.

6.2 Analisi statiche non lineari (Push over)

6.2.1 Aspetti generali

Sono stati realizzati nel complesso 3 modelli:

1. Modello della struttura allo stato di fatto
2. Modello del nuovo corpo camerini
3. Modello globale della struttura allo stato di progetto comprensivo di corpo camerini.

Il primo, **modello globale SDF**, è servito a valutare la risposta globale della struttura, individuare le pareti in particolari condizione di vulnerabilità ed indirizzare quindi la scelta degli interventi. Dalle analisi svolte è stato desunto quindi un primo fattore di sicurezza della struttura nelle condizioni ante-operam.

Il secondo, **modello parziale del corpo camerini**, è servito a valutare la risposta globale della nuova struttura. Nel modello l'interazione con il teatro è stata valutata imponendo sulla parete in muratura esistente le condizioni di carico di progetto. Invece l'interazione con l'edificio adiacente di altra proprietà è stata completamente annullata avendo previsto la realizzazione di un giunto strutturale di 8 cm.

Il terzo, **modello globale SDP**, è servito a valutare la risposta globale della struttura in seguito agli interventi di progetto. Dalle analisi svolte è stato desunto quindi il fattore di sicurezza della struttura nelle condizioni post-operam.

Le verifiche sismiche dell'edificio sono state condotte mediante analisi statica non lineare (push over). La verifica è operata mediante confronto tra la curva di capacità della struttura per le diverse condizioni di carico previste e la domanda di spostamento calcolata con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. In sintesi:

1. La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base. Le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:
 - una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma dei modi di vibrare significativi;
 - una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Tali condizioni di carico sono applicate separatamente lungo le direzioni X e Y, sia in verso positivo sia in verso negativo. Si considerano ulteriori distribuzioni di carico, con una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma (vedi le due tabelle seguenti).

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto in un nodo della struttura, detto "nodo di controllo". L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica un decadimento del taglio alla base pari al 20% del suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo del punto di controllo dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Per il tracciamento della curva di capacità si fa riferimento allo spostamento del punto di controllo

2. Si determinano le caratteristiche del sistema bi-lineare equivalente ad un grado di libertà. La curva di capacità del sistema equivalente è tracciata in base al criterio di uguaglianza dell'energia. Essa permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, utilizzando gli spettri di risposta.
3. A partire dal periodo (T^*), precedentemente calcolato, si determina la risposta massima in spostamento del sistema equivalente (d_{max}^*) attraverso i criteri di uguaglianza in spostamento o di uguaglianza dell'energia, in relazione ai valori di T^* e T_c .
4. Si valuta la risposta effettiva dell'edificio attraverso la conversione della risposta del sistema equivalente attraverso il parametro Γ (coefficiente di partecipazione).
5. In ultimo si procede, per gli edifici in muratura, alla verifica globale in termini spostamento (e non alla verifica di singoli elementi), come previsto dalle normative di riferimento.

A causa della forma dell'edificio in esame, non essendo possibile scegliere un solo nodo di controllo in relazione alla massa totale del Teatro, che ricadrebbe nel centro della sala teatrale non permettendo l'esecuzione delle analisi in ogni direzione, si è scinto il problema nelle due direzioni principali X e Y per ottenere delle curve di spostamento accettabili, individuando due nodi di controllo distinti posti rispettivamente in corrispondenza dell'avancorpo, per analisi in direzione X (comprese le eccentricità), e in corrispondenza della torre scenica, per analisi in direzione Y (comprese le eccentricità). In entrambi i casi i nodi considerati sono definiti in corrispondenza dell'ultimo livello.

N°12 distribuzioni di carico per analisi statica non lineare in direzione X

Numero verifica (combinazione)	Direzione sisma	Carico sismico (distribuzione forze)	Eccentricità [cm]
1	+X	Uniforme	Assente
2	+X	Distribuzione Modale	Assente
3	-X	Uniforme	Assente
4	-X	Distribuzione Modale	Assente
9	+X	Uniforme	Positiva
10	+X	Uniforme	Negativa
11	+X	Distribuzione Modale	Positiva
12	+X	Distribuzione Modale	Negativa
13	-X	Uniforme	Positiva
14	-X	Uniforme	Negativa
15	-X	Distribuzione Modale	Positiva
16	-X	Distribuzione Modale	Negativa

N°12 distribuzioni di carico per analisi statica non lineare in direzione Y

Numero verifica (combinazione)	Direzione sisma	Carico sismico (distribuzione forze)	Eccentricità [cm]
5	+Y	Uniforme	Assente
6	+Y	Distribuzione Modale	Assente
7	-Y	Uniforme	Assente
8	-Y	Distribuzione Modale	Assente
17	+Y	Uniforme	Positiva
18	+Y	Uniforme	Negativa
19	+Y	Distribuzione Modale	Positiva
20	+Y	Distribuzione Modale	Negativa
21	-Y	Uniforme	Positiva
22	-Y	Uniforme	Negativa
23	-Y	Distribuzione Modale	Positiva
24	-Y	Distribuzione Modale	Negativa

Le figure seguenti mostrano lo schema del quarto impalcato e i punti di controllo utilizzati per le analisi statiche non lineari nel modello dello stato di fatto e nel modello dello stato di progetto. Vista l'ipotesi di considerare il sisma nelle due direzioni con due punti di controllo distinti rispettivamente per le direzioni X e Y, si considerano i seguenti nodi di controllo che meglio involuppano lo spostamento medio dell'impalcato nella rispettiva direzione:

Stato di fatto

- n° 45 quale “punto di controllo” delle analisi in direzione X;
- n° 30 quale “punto di controllo” delle analisi in direzione Y.

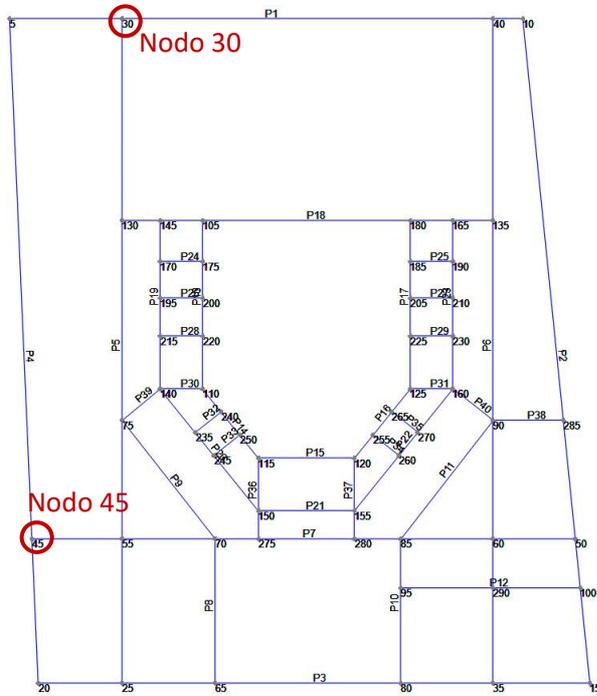


Figura 38 - nodi di controllo pushover - SDF

Stato di progetto

- n° 25 quale “punto di controllo” delle analisi in direzione X;
- n° 25 quale “punto di controllo” delle analisi in direzione Y.

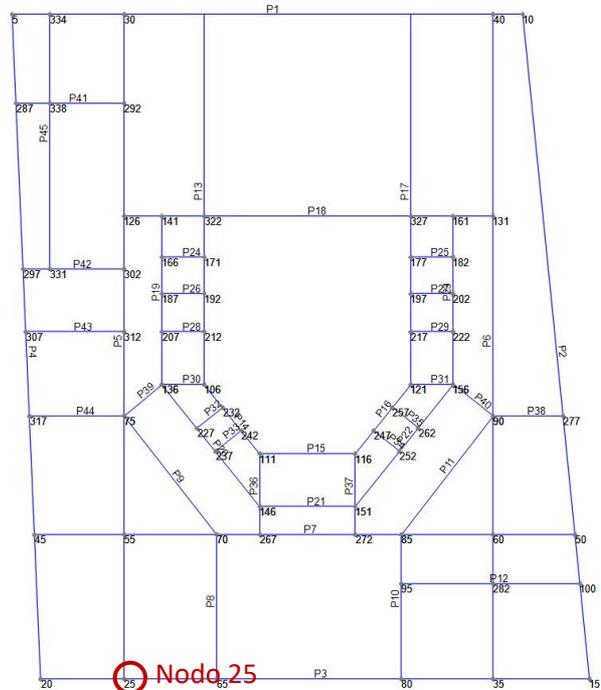


Figura 39 - nodi di controllo pushover -SDP

6.2.2 Verifiche condotte

1a) Verifiche globali per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV)

- $D_{max,SLV} \leq D_{u,SLV}$

Dove:

$D_{max,SLV}$ spostamento massimo richiesto dalla normativa, individuato dallo spettro elastico.

$D_{u,SLV}$ spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al decadimento della curva push-over di un valore pari al 20% del valore del taglio massimo alla base.

- $q^* < 3$

Dove:

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

Si è proceduto infine al calcolo di:

PGA_{SLV} accelerazione stimata di salvaguardia della vita;

$\alpha_u = PGA_{SLV} / PGA_{10\%}$ (indicatore di rischio di collasso);

ove $PGA_{10\%}$ rappresenta l'accelerazione al suolo con probabilità di superamento del 10% nella vita di riferimento della costruzione.

1b) Verifiche globali per lo Stato Limite di Danno (SLD)

- $D_{max,SLD} \leq D_{d,SLD}$

Dove:

$D_{max,SLD}$ spostamento massimo richiesto, individuato con lo spettro elastico.

$D_{d,SLD}$ Spostamento massimo allo SLD, corrispondente al minimo valore tra quello di taglio massimo e quello che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Si è proceduto infine al calcolo di:

PGA_{SLD} accelerazione stimata di danno lieve;

$\alpha_e = PGA_{SLD} / PGA_{63\%}$ (indicatore di rischio di inagibilità).

ove $PGA_{63\%}$ rappresenta l'accelerazione al suolo con probabilità di superamento del 63% nella vita di riferimento della costruzione.

6.2.3 Rappresentazione e descrizione del modello di calcolo

Si descrive nel seguito la teoria alla base della modellazione adottata dal software di calcolo 3Muri (vers. 12.1.0.1 Professional, ovvero quella che fa riferimento allo schema di telaio equivalente tridimensionale.

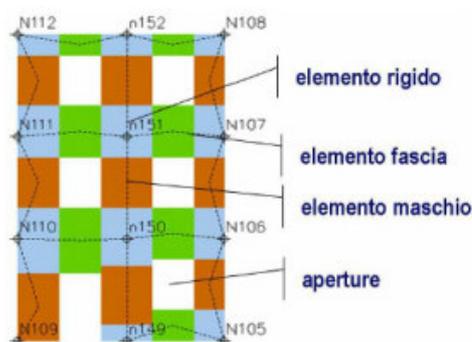


Figura 40 - Discretizzazione delle pareti in macro-elementi

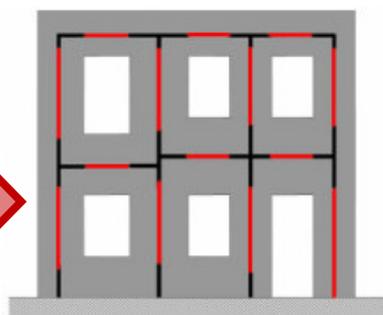


Figura 41 - Individuazione del telaio equivalente

Con riferimento al manuale del software 3Muri si introducono in maniera sintetica le assunzioni alla base della procedura di modellazione.

Le pareti sono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono individuati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. I maschi e le fasce sono contigui alle aperture, mentre i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La formulazione del macroelemento è tale da riprodurre crisi per taglio nella porzione centrale e a pressoflessione alle estremità del pannello, in modo da riprodurre l'evoluzione del danneggiamento sistematicamente rilevata sulle strutture murarie danneggiate da un sisma.

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

vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni tra murature ortogonali. I nodi bidimensionali permettono il trasferimento degli stati di sollecitazione tra segmenti adiacenti della parete stessa.

Gli orizzontamenti, modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono soggetti ai carichi accidentali e permanenti. Le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo, l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale, ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende valutare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

6.2.4 Principali ipotesi assunte nella creazione del modello

Accanto alle assunzioni che discendono dagli interventi di rinforzo e miglioramento già previsti nel progetto, nella creazione del modello strutturale si adottano le seguenti ipotesi:

- La struttura è considerata incastrata a terra a livello del piano terreno.
- Nel modello allo stato di fatto la **copertura** a falde viene modellata considerando la sua rigidità effettiva. Nel modello di progetto invece, avendo previsto un irrigidimento del piano di falda, viene considerato come impalcato rigido.
- Nel passaggio dalla struttura reale al modello di calcolo **si è resa necessaria l'assunzione di alcune ipotesi semplificative nella descrizione della geometria del fabbricato**, richieste dalle specificità del software utilizzato e dalle analisi condotte. In particolare **sono stati regolarizzati gli allineamenti in pianta**.
- Alla **muratura esistente** sono state attribuite le **caratteristiche meccaniche desunte dalla tab.C.8.5.I** della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, precedentemente descritta al paragrafo 5.1 di questa relazione, presenti nella libreria del software ed attribuendo un livello di conoscenza LC2.
- Alla **muratura di nuova costruzione**, muratura portante armata, sono state attribuite sia le caratteristiche relative ai blocchi forati di laterizio che all'armatura. Le proprietà di tali materiali sono descritte al paragrafo 5.2 di questa relazione.
- Alle **murature che nello stato di fatto presentano rinforzi** (le murature dell'avancorpo sono rinforzate con betoncino armato) non sono stati associati i coefficienti migliorativi previsti dalla normativa alla tabella C8.5.II della normativa.
- Alle **murature che nello stato di progetto presentano rinforzi diffusi in materiale composito** è stato attribuito il **coefficiente migliorativo di 1,5** previsto dalla normativa per la muratura in mattoni pieni con intonaco armato.
- **I carichi associati ai solai sono assegnati** agli elementi dei solai in termini di G1, G2 e Qk. Sono definiti inoltre i coefficienti di combinazione dei carichi variabili a seconda delle categorie di destinazione d'uso scelte. Il software calcola in automatico i carichi sulle rispettive pareti portanti di competenza tramite opportune percentuali che tengono conto dell'andamento dell'orditura principale e secondaria di ciascun impalcato previsto dal progetto. Si osserva comunque che la parte preponderante del carico e delle masse presenti è associato al peso proprio della muratura.
- La rigidità degli impalcati è resa mediante la scelta di opportuni moduli elastici coerenti con i materiali previsti in progetto e nell'esistente. Nel modello di progetto, nel caso di impalcati in lamiera grecata e nel caso di interventi volti all'irrigidimento degli impalcati, all'orizzontamento è stato applicato l'attributo di "infinitamente rigido";

- **In corrispondenza di travi effettivamente esistenti o per chiudere il poligono** che definisce alcuni campi di solaio, **sono state inseriti elementi monodimensionali metallici tipo "beam"** con caratteristiche verosimili ma fittizie: esse sono **necessarie per la costruzione del modello geometrico e per l'applicazione dei carichi gravitazionali associati agli impalcati**, ma non interferiscono in alcun modo alla soluzione del problema sismico poiché sono state svincolate le rotazioni alle estremità, pertanto esse non concorrono a formare un eventuale telaio ma occorrono per distribuire più correttamente carichi e masse verticali. Le azioni sismiche rimangono completamente affidate alle pareti in muratura.
- **Nel modello relativo al solo corpo camerini, gli elementi in acciaio** che costituiscono il telaio sono stati modellati con i reali profili previsti dal progetto. Inoltre per quanto riguarda gli elementi di controvento essi sono stati svincolati alla rotazione in corrispondenza delle loro estremità al fine di simulare un nodo del tipo "cerniera".

Si precisa infine che, sebbene la struttura non sia completamente isolata degli edifici adiacenti, si reputa comunque significativo adottare una modellazione che consideri l'edificio come a sé stante e considerare l'azione sismica in entrambe le direzioni X e Y.

6.2.5 Fasi di calcolo

Nel seguito sono indicate sinteticamente le fasi di calcolo condotte dal software 3Muri, così come descritte nella documentazione tecnica di supporto al programma.

- Fase 1 La struttura è scarica ed è necessario individuare il nodo di controllo. Si tratta di un punto di solito situato all'ultimo piano che serve come punto di riferimento per la costruzione della curva forza-deformazione. 3Muri automaticamente realizza la media dei valori di spostamento del piano.
- Fase 2 Si applicano le forze che saranno incrementate passo-passo.
- Fase 3 Al crescere delle forze alcuni elementi subiranno un degrado, passando dalla fase elastica alla fase plastica, cioè al limite del comportamento elastico.
- Fase 4 Aumentando ancora le forze ci sarà ulteriore passaggio dalla fase plastica alla rottura vera e propria.
- Fase 5 Gli elementi collassati si propagano man mano che gli elementi maschi e fasce raggiungono lo stato limite.
- Fase 6 Al termine la struttura risulta collassata quando nella curva forza alla base-spostamento si è raggiunto un valore pari a 80% del valore massimo raggiunto (come previsto dalla norma italiana, in generale si osserva che tale criterio varia da normativa a normativa).

6.2.6 Modellazione

Le figure seguenti mostrano i tre modelli realizzati per lo studio del comportamento globale della struttura:

1. Modello della struttura allo stato di fatto
2. Modello del nuovo corpo camerini
3. Modello globale della struttura allo stato di progetto comprensivo di corpo camerini.

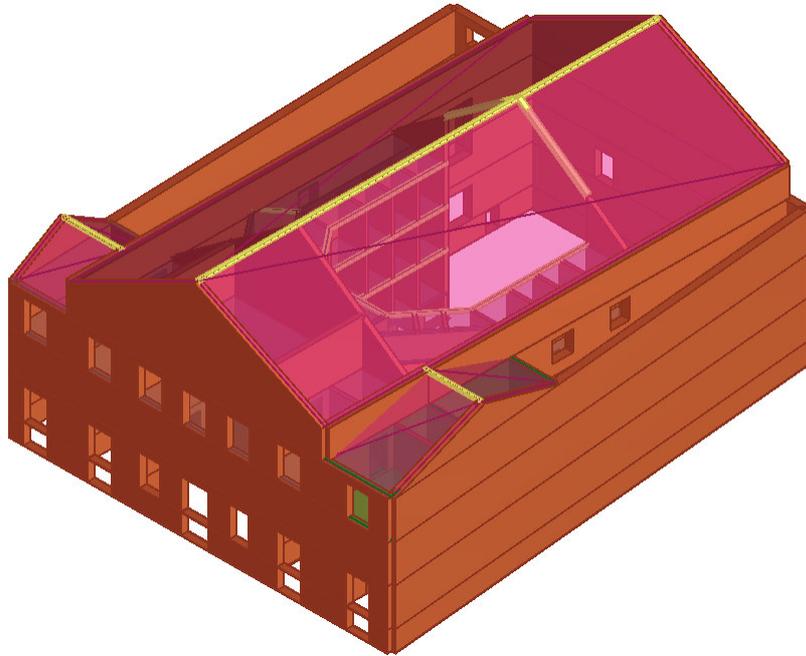


Figura 42 - Vista assometrica del modello globale SDF

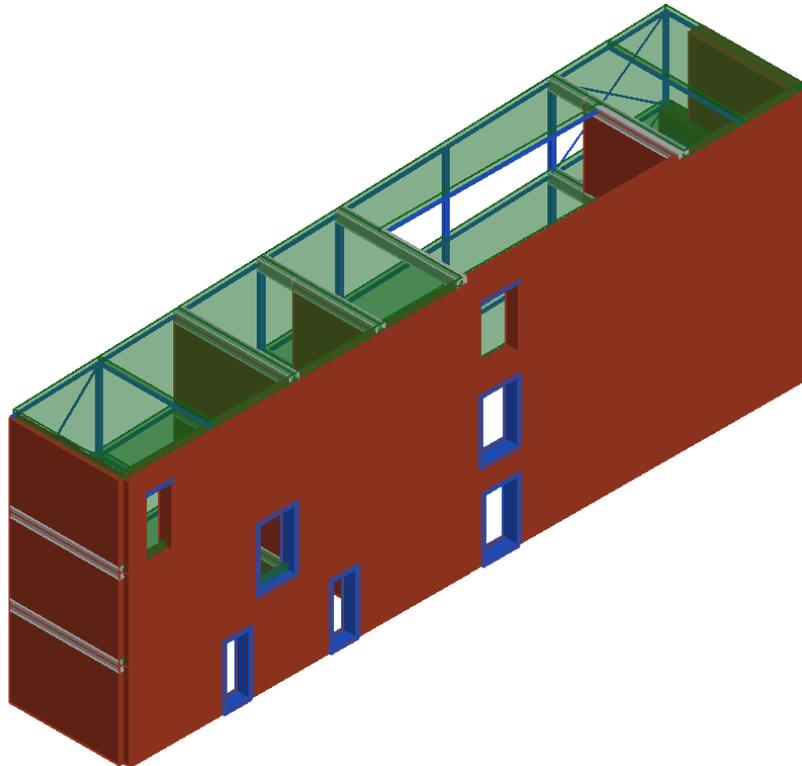


Figura 43 – Vista assometrica del modello parziale del corpo camerini – vista lato teatro

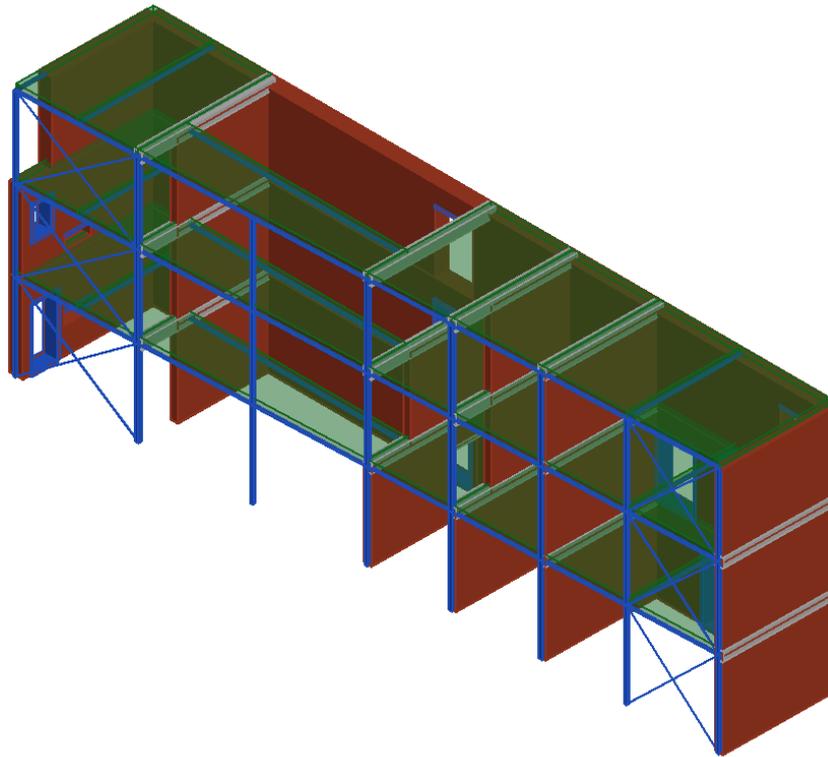


Figura 44 – Vista assometrica del modello parziale del corpo camerini – vista lato altra proprietà

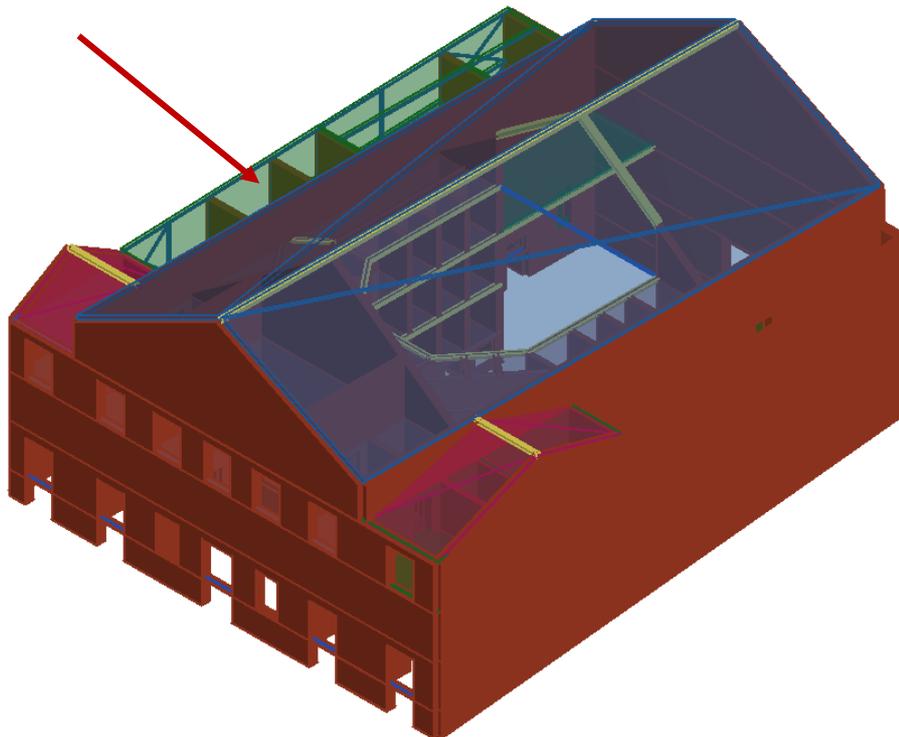


Figura 45 - Vista assometrica del modello tridimensionale allo Stato di Progetto (si noti il nuovo corpo camerini)

Per brevità si riportano le immagini relative ai diversi livelli del modello globale allo stato di progetto.

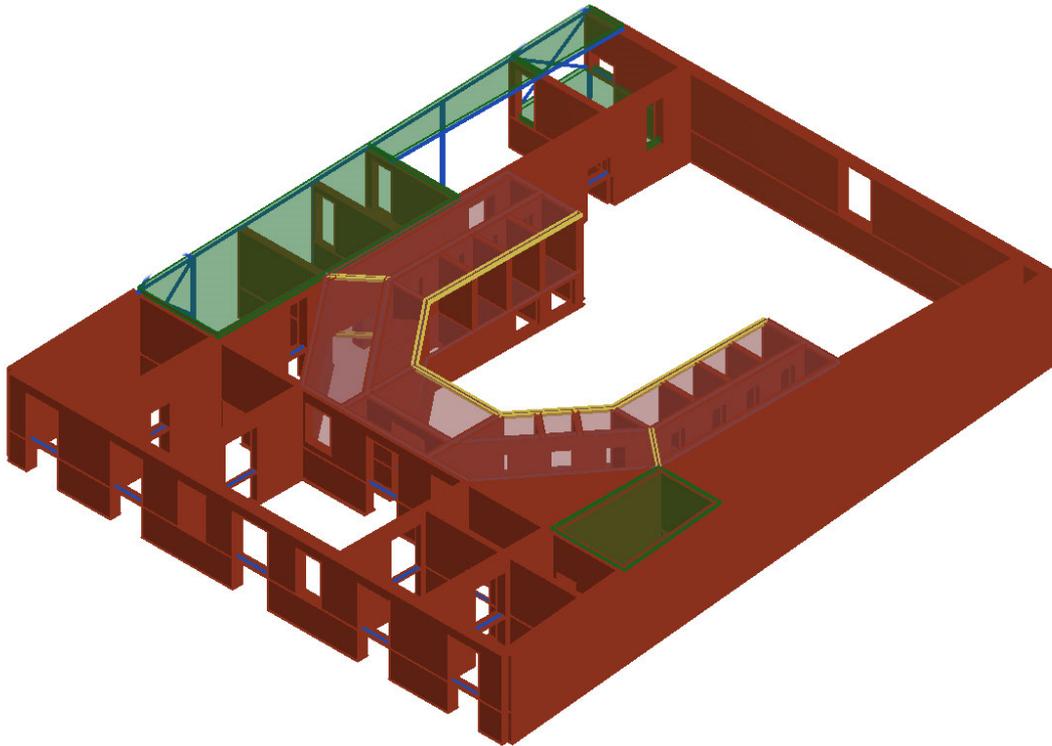


Figura 46 - Vista assonometrica del piano terra / I ordine dei palchi nello stato di Progetto

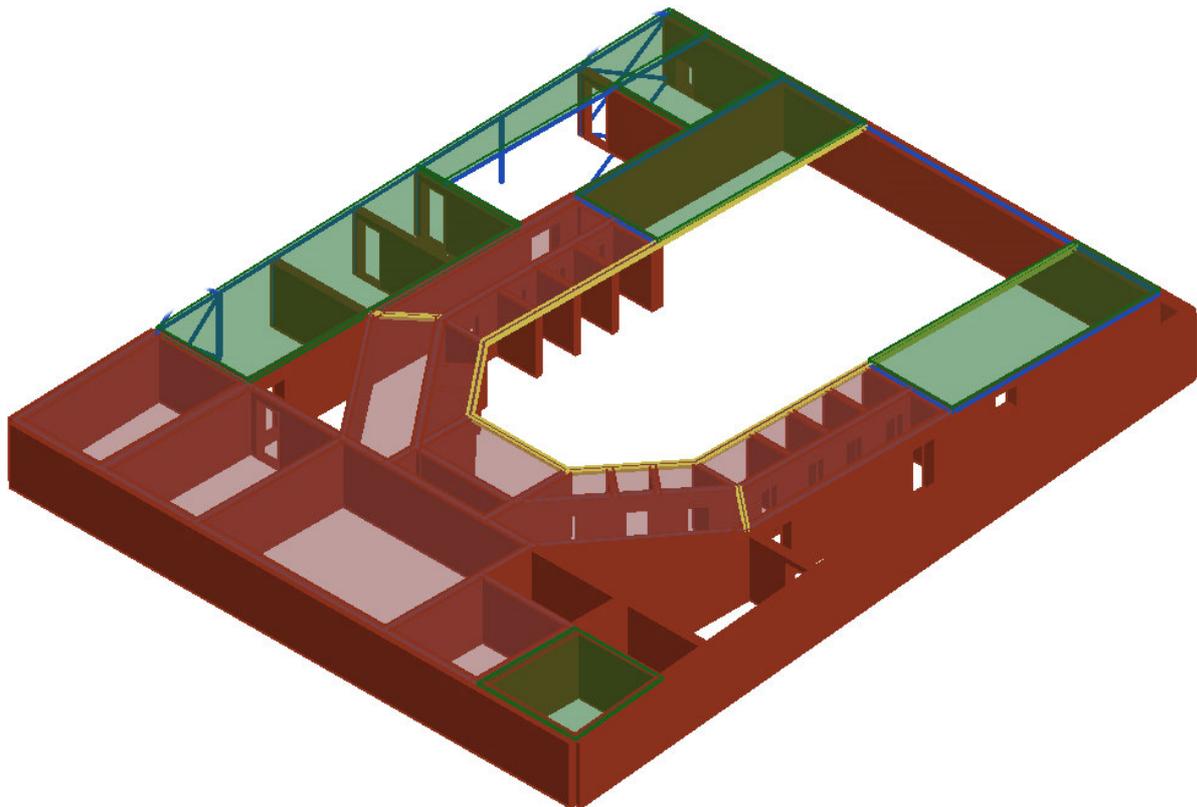


Figura 47 - Vista assonometrica del piano del II ordine dei palchi nello stato di Progetto

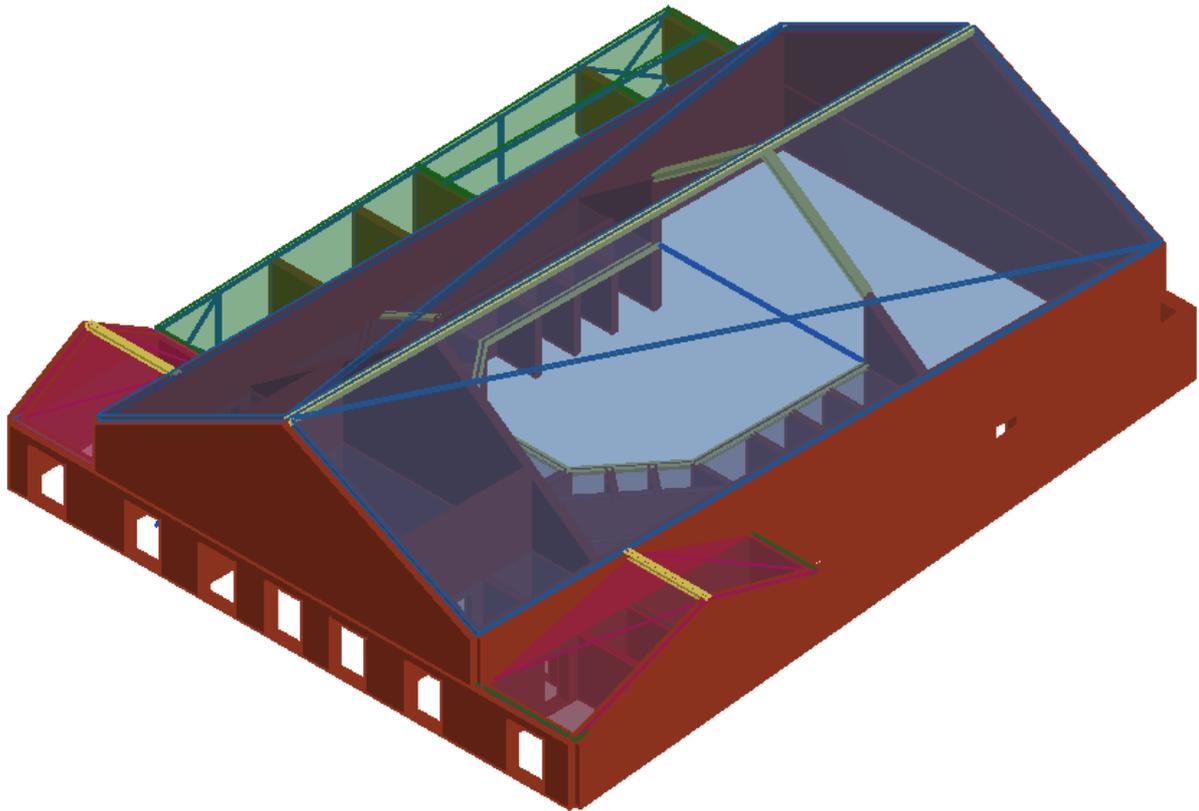


Figura 48 - Vista assometrica delle piano del III ordine dei palchi e del tetto nello stato di Progetto

Invece di seguito si riportano la mesh generate per due pareti significative nella direzione X e due pareti significative nella direzione Y

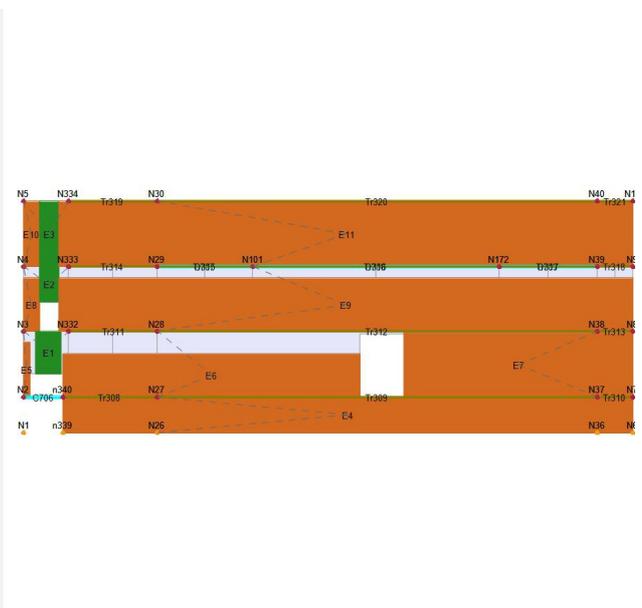
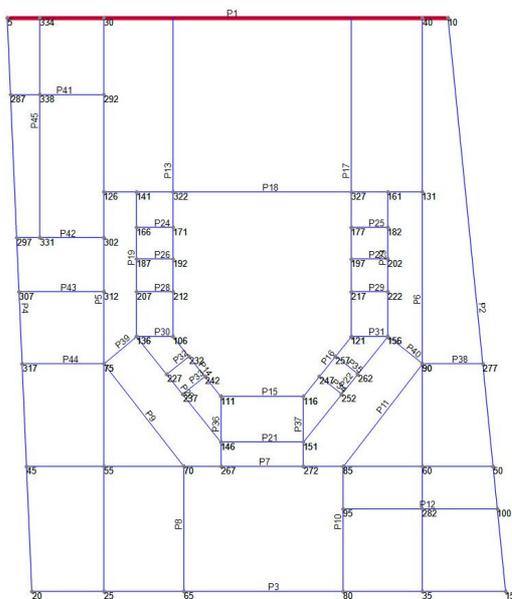


Figura 49 - Mesh della parete P1, in direzione X

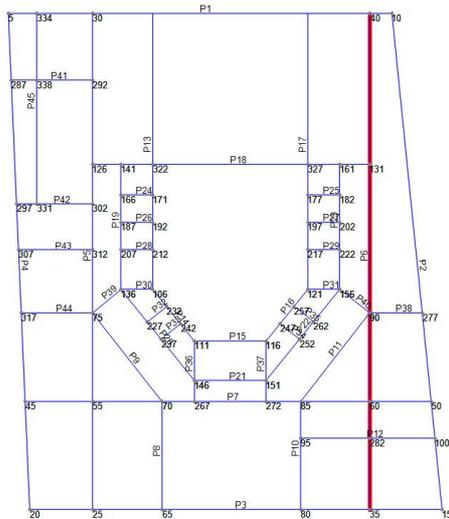
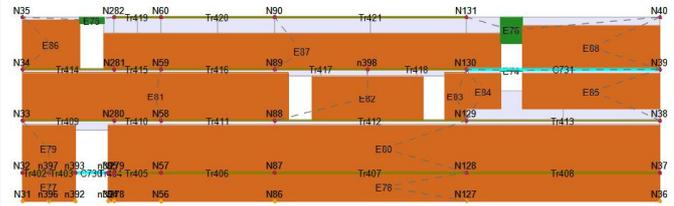
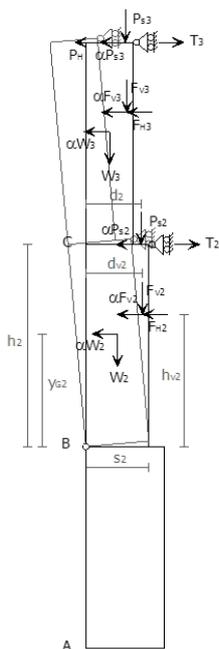


Figura 53 - Mesh della parete laterale verso il cortile nord, in direzione Y



6.3 Verifiche di sicurezza fuori piano (meccanismi locali)

Le verifiche locali riguardano il controllo di eventuali cinatismi di porzioni di muratura, che possono interessare limitate porzioni di fabbricato, determinando un precoce raggiungimento del collasso e impedendo il corretto funzionamento scatolare dell'edificio, sottinteso nella valutazione del comportamento strutturale globale come illustrato ai paragrafi precedenti. La verifica è stata condotta attraverso fogli di calcolo Re-Luis CINE_1.0.4.xls.



La verifica è condotta allo SLV secondo il metodo della “analisi cinematica lineare” che è descritto al par. C8A.4.2.3 della Circolare al D.M. 14/01/2008, con particolare riferimento alle equazioni C8A.4.9 e C8A.4.10.

Nelle verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è stato assunto un fattore di struttura $q=2$ (C8A.4.2.3). In ogni caso è stato utilizzato un fattore di confidenza FC pari a 1.2.

Vengono proposte alcune verifiche di vulnerabilità di pareti che per morfologia o dettagli strutturali possono essere ritenute le maggiormente vulnerabili all'interno di una medesima tipologia. Il meccanismo risultato più gravoso per la struttura è quello di ribaltamento della parete, come mostrato nella seguente figura.

Il meccanismo di ribaltamento considerato nello stato di fatto, è il ribaltamento semplice di parete monolitica, poiché gli impalcati sono considerati non ammortati sismicamente alle pareti. La figura a fianco mostra il cinematismo relativo a tale meccanismo.

Di base, il calcolo del moltiplicatore di collasso si riferisce al caso di minima resistenza, cioè quello di ribaltamento al piede delle pareti non vincolate da setti murari perpendicolari o da altri presidi quali catene o solai organizzati per fornire un vincolo alle pareti stesse; il dato è molto cautelativo.

La capacità sismica di ciascuna porzione di muratura è stata valutata assegnandovi masse sismiche e carichi verticali in accordo ai seguenti criteri:

- Nella configurazione esistente si è scelto di analizzare la condizione più gravosa e inserire una cerniera cilindrica alla base del fabbricato. Nel foglio di calcolo sono inseriti i carichi verticali associati al peso proprio degli elementi strutturali e degli impalcati.
- La capacità sismica di ogni elemento strutturale in muratura è stata valutata rispetto alle direzioni fuori piano mediante il metodo dell'analisi cinematica lineare (Circolare 02/02/2009 - n. 617, Par. C8A.4.1);
- Le verifiche trascurano conservativamente gli effetti degli attriti presenti.
- Nella configurazione di progetto si è scelto di analizzare sempre un meccanismo di collasso a ribaltamento.
- I meccanismi studiati sono i seguenti:

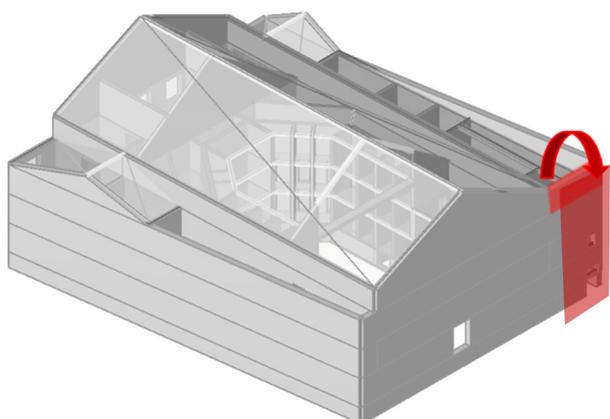


Figura 54 – CINE 1: Parete corpo camerini

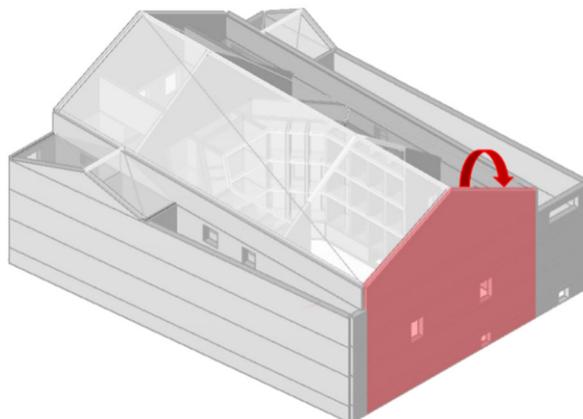


Figura 55 – CINE2: Parete fondo torre scenica

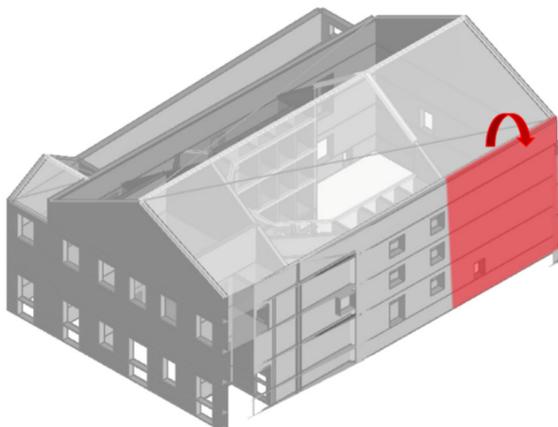


Figura 56 – CINE 3: Parete lato torre scenica

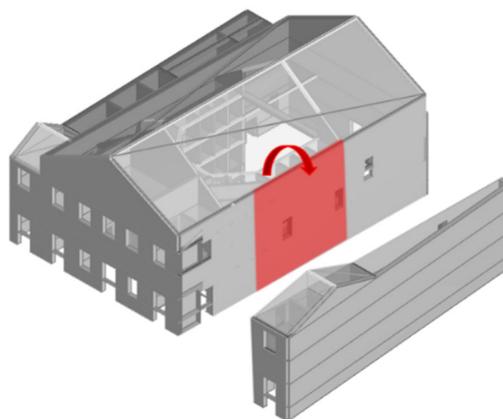


Figura 57 – CINE 4: Parete lato sala teatrale

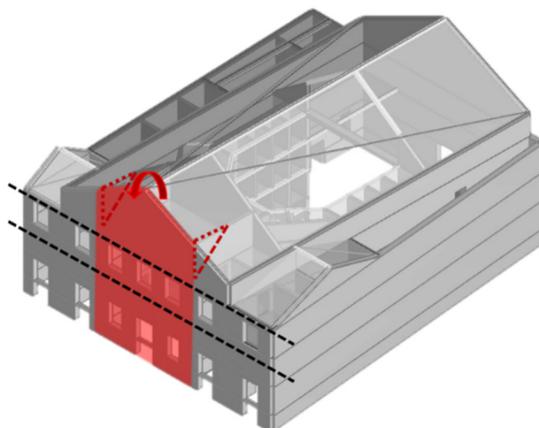


Figura 58 – CINE 5: Parete principale avancorpo

6.4 Suolo e Fondazioni

Per le informazioni relative alle caratteristiche del suolo si rimanda alla relazione specialistica allegata.

Come descritto nel paragrafo 2 della presente relazione, le fondazioni del teatro sono continue ed in muratura.

L'edificio, anche dopo il sisma, non presenta segni di cedimenti o segni di assestamenti delle fondazioni, non sono introdotte modifiche delle condizioni morfologiche del terreno ed inoltre è stata esclusa la possibilità che si verificano fenomeni di liquefazione dovuti alle azioni sismiche.

Tuttavia nella relazione geologica e geotecnica è fatto presente che in condizioni sismiche potrebbe esserci un cedimento fondale di 12-13 cm.

Per tale ragione si è scelto di collegare le fondazioni esistenti con quelle di nuova realizzazione mediante scassi puntuali nella muratura, meglio descritti nel seguito della relazione.

Sono state svolte le verifiche delle strutture di fondazione esistenti, in particolar modo in corrispondenza della parete di fondo della torre scenica, in corrispondenza della quale si verifica l'aumento maggiore dei carichi rispetto alla condizione esistente. Come si descriverà nel fascicolo dei calcoli, la connessione con le nuove strutture di fondazione consentirà una condizione di adeguamento.

Infine sono state svolte le verifiche delle nuove strutture di fondazione (travi rovesce e platee).

7 Conclusioni

7.1 Confronto della sicurezza tra stato di fatto e stato di progetto (comportamento globale)

Per maggiore chiarezza si riporta una sintesi dei fattori di sicurezza sismica e degli spostamenti massimi ottenuti attraverso le analisi globali svolte sui due modelli (stato di fatto e stato di progetto) analizzati.

MODELLO GLOBALE DEL TEATRO

TIPO DI VERIFICA		STATO DI FATTO		STATO DI PROGETTO	
VERIFICHE GLOBALI	Direzione x	$\xi_{E_GLOBALE} = 0,419$	$d_{max} = 2,77 \text{ cm}$	$\xi_{E_GLOBALE} = 0,961$	$d_{max} = 1,42 \text{ cm}$
	Direzione y	$\xi_{E_GLOBALE} = 0,466$	$d_{max} = 4,02 \text{ cm}$	$\xi_{E_GLOBALE} = 0,863$	$d_{max} = 1,45 \text{ cm}$
		min($\xi_{E_GLOBALE}$) 0,419	max(d_{max}) 4,02 cm	min($\xi_{E_GLOBALE}$) 0,863	max(d_{max}) 1,45 cm

MODELLO PARZIALE DEL CORPO CAMERINI

TIPO DI VERIFICA		STATO DI PROGETTO	
VERIFICHE GLOBALI	Direzione x	$\xi_{E_GLOBALE} = 1,016$	$d_{max} = 0,71 \text{ cm}$
	Direzione y	$\xi_{E_GLOBALE} = 1,083$	$d_{max} = 0,92 \text{ cm}$

Si può concludere quindi che in condizioni di progetto la massima azione sismica sopportabile dalla struttura del teatro è circa raddoppiata rispetto allo stato di fatto, ovvero si è conseguito un miglioramento della risposta sismica globale dell'edificio.

Analogamente, anche in termini di deformazione, si è ottenuto un miglioramento in termini di spostamenti massimi, i quali risultano più che dimezzati.

Infine il corpo camerini può considerarsi adeguato anche dal punto di vista sismico.

7.2 Confronto della sicurezza tra stato di fatto e stato di progetto (meccanismi locali)

Per maggiore chiarezza si riporta una sintesi dei fattori di sicurezza sismica ottenuti per i diversi cinematismi analizzati (allo stato di fatto ed allo stato di progetto).

TIPO DI VERIFICA		STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO
VERIFICHE LOCALI	CINE 1	$\xi_{E_CINE 1} = 0,14$	$\xi_{E_CINE 1} = 0,72$
	CINE 2	$\xi_{E_CINE 2} = 0,18$	$\xi_{E_CINE 2} = 0,65$
	CINE 3	$\xi_{E_CINE 3} = 0,24$	$\xi_{E_CINE 3} = 0,76$
	CINE 4	$\xi_{E_CINE 4} = 0,45$	$\xi_{E_CINE 4} = 0,69$
	CINE 5	$\xi_{E_CINE 5} = 0,61$	—
		min(ξ_{E_CINE}) 0,18	min(ξ_{E_CINE}) 0,65

Si può concludere quindi che nello stato di fatto, il cinematismo più probabile, ovvero quello della parete di fondo della torre scenica, si attiva per un'azione sismica pari al 18% di quella di progetto prevista per le nuove costruzioni. Nello stato di progetto, il cinematismo più probabile resta comunque quello relativo alla torre scenica, ma la sua attivazione si verifica in corrispondenza di un'azione sismica pari al 67% dell'azione di progetto.

Per quanto riguarda la parete principale dell'avancorpo nello stato di fatto il fattore di sicurezza è paragonabile a quello degli altri cinematismi allo stato di fatto. Si sceglie pertanto di non realizzare ulteriori interventi

Si può dunque concludere, che anche nel caso del funzionamento locale della struttura si è conseguito un miglioramento della risposta sismica.

7.3 Riepilogo di tutte le analisi svolte

TIPO DI VERIFICA	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO
VERIFICHE STATICHE	–	$\xi_v > 1$
VERIFICHE GLOBALI	$\xi_{E_GLOBALE} = 0,419$	$\xi_{E_GLOBALE} = 0,863$
VERIFICHE LOCALI	$\xi_{E_CINE} = 0,18$	$\xi_{E_CINE} = 0,65$
	$\min(\xi_{E_GLOBALE} \xi_{E_CINE})$ $\xi_E = 0,18$	$\min(\xi_{E_GLOBALE} \xi_{E_CINE})$ $\xi_{E_CINE} = 0,67$

Alla luce delle verifiche per i carichi gravitazionali e per l'azione sismica di progetto definita per il sito di Portomaggiore e riportate nei paragrafi precedenti si può concludere che la categoria di intervento definita in fase di progetto, ovvero quella di ADEGUAMENTO STATICO e di MIGLIORAMENTO SISMICO è stata conseguita.

Per i carichi gravitazionali le verifiche, anche alla luce degli interventi di rinforzo, risultano tutte positive:

$$\xi_v > 1$$

Le verifiche in condizioni sismiche hanno portato ad un fattore di sicurezza:

$$\xi_E = 0.67 < 1$$

Tuttavia si ha un miglioramento rispetto alla condizione di partenza in cui si aveva $\xi_E = 0.18$.