



Comune di Parma
SETTORE OPERE PUBBLICHE

responsabile unico di progetto
Ing. Cecilia Damoni

progetto

DELBocaPARTNERS

studio associato delboca+Partners

Ripa di Porta Ticinese 21 - 20143 Milano | via F. S. Nitti 8 - 43126 Parma
arch. Giovanni del Boca - arch.ing. Alessandra Amoretti

collaborazione per la progettazione strutturale

Ing. Sergio Foppiani

Via Anguissola, 7 - 29010 Roveleto (PC)

coordinamento sicurezza

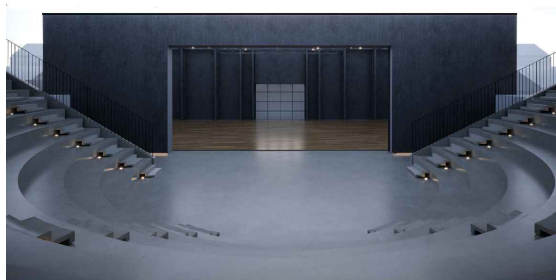
Ing. Silvia Zerbini

Via Po, 134 - 43125 Parma

progetto impianti elettrici e antincendio

Ing. Gianpaolo Mori

Strada Scola, 27 - 43125 Parma



CUP I92H24000890004 - CUI L00162210348202500050

Lavori di adeguamento e completamento dell'Arena Shakespeare e del Teatro Due

Progetto di fattibilità tecnico economica

	data	descrizione	redatto da:	controllato da:	approvato da:
01	luglio 26	emissione	Ing. Sergio Foppiani		Ing. Sergio Foppiani
02					
03					
04					
05					
06					

Strutture

titolo elaborato:

Relazione Tecnica Interventi strutturali

elaborato:

PFTE.DOC.02

formato A4

scala -

file:

260707 Cartiglio aggiornato.dwg

E' vietata la riproduzione e diffusione in qualsiasi forma. Tutti i diritti sono riservati nei termini di legge al Comune di Parma

INDICE

1. Premessa –	Pag. 2
2. Stato di fatto e criticità rilevate –	Pag. 2-3
3. Relazione tecnica – Arena Shakespeare –	Pag. 3-54
3.1 Sintesi del percorso progettuale –	Pag. 3
3.2 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione –	Pag. 4-9
3.3 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica –	Pag. 8-9
3.4 Quadro normativo di riferimento adottato –	Pag. 9
3.5 Azioni di progetto sulla costruzione –	Pag. 10-16
3.6 Azioni eccezionali –	Pag. 17
3.7 Modello/i numerico/i –	Pag. 17-18
3.8 Copia della licenza d'uso –	Pag. 18
3.9 Affidabilità dei codici utilizzati –	Pag. 19
3.10 Validazione dei codici –	Pag. 20
3.11 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche –	Pag. 20-24
3.12 Definizioni –	Pag. 25-28
3.13 Classe di duttilità e determinazione del fattore di struttura –	Pag. 29
3.14 Spettri di progetto utilizzati nel dimensionamento –	Pag. 29-31
3.15 Controllo delle masse eccitate dal sisma –	Pag. 31-35
3.16 Verifiche elementi in acciaio –	Pag. 35-53
3.17 Relazione sui materiali –	Pag. 53-55
4. Relazione tecnica preliminare relativa ai consolidamenti strutturali Teatro Due Parma –	Pag. 55-74
4.1 Oggetto –	Pag. 55
4.2 Sintesi delle vulnerabilità riscontrate –	Pag. 55
4.3 Prime indicazioni sui possibili interventi –	Pag. 56-57
5. Analisi requisiti antincendio – Progetto Arena Shakespeare –	Pag. 57-74

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica preliminare è parte integrante del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica (PFTE) relativo agli interventi di riqualificazione funzionale, strutturale e architettonica dell'Arena Shakespeare e ai consolidamenti strutturali del Teatro Due di Parma. Il progetto è redatto in conformità con il Documento di Indirizzo alla Progettazione (DIP) e con le disposizioni del Settore Opere Pubbliche del Comune di Parma, ed è finalizzato a definire una strategia di interventi coerente con le normative urbanistiche, vincolistiche, strutturali, funzionali e di sicurezza vigenti.

Gli interventi previsti mirano a conseguire una duplice finalità: da un lato, garantire la piena funzionalità degli spazi teatrali, migliorando le condizioni di comfort, sicurezza e accessibilità per il pubblico e per gli operatori; dall'altro, assicurare la durabilità e la sicurezza strutturale delle opere, sia in condizioni statiche ordinarie che sotto l'azione di eventi sismici, con particolare attenzione alla riduzione della vulnerabilità delle murature storiche e delle strutture lignee esistenti. La progettazione si sviluppa tenendo conto della necessità di integrare sistemi moderni di sicurezza, tecnici e antincendio, senza compromettere il valore storico e architettonico dei fabbricati.

Il percorso progettuale include quindi:

- la valutazione dello stato di degrado delle strutture e degli impianti esistenti;
- la definizione di strategie di consolidamento e miglioramento sismico;
- la progettazione di strutture nuove e/o di rinforzo, rispettose dei carichi e delle geometrie esistenti;
- la garanzia della durabilità dei materiali e della manutenzione futura;
- il rispetto dei requisiti antincendio e delle norme di sicurezza per il pubblico e per gli operatori.

2. STATO DI FATTO E CRITICITÀ RILEVATE

Arena Shakespeare

L'Arena Shakespeare, nella sua configurazione attuale, presenta un diffuso stato di degrado sia dal punto di vista strutturale che funzionale. La struttura lignea del palcoscenico risulta gravemente compromessa, mentre la pavimentazione flottante manifesta fenomeni di ammaloramento e instabilità. La totale assenza di copertura espone lo spazio agli agenti atmosferici, limitandone l'utilizzo e accelerandone il deterioramento.

Oltre agli elementi strutturali, si evidenziano carenze di tipo funzionale e tecnico: mancano chiusure efficienti, impianti di illuminazione adeguati e sistemi di copertura mobile, mentre le gradinate non protette comportano scarse condizioni di comfort per il pubblico.

Dal punto di vista progettuale, queste criticità determinano la necessità di:

- sostituire la struttura lignea del palcoscenico con una nuova struttura metallica leggera, verificata secondo normativa;
- integrare coperture apribili e sistemi tecnici moderni;
- garantire durabilità, sicurezza e comfort per utenti e operatori;
- rispettare i requisiti antincendio, mantenendo inalterate le vie di esodo e gli accessi.

Teatro Due

Il Teatro Due presenta strutture originarie in muratura generalmente in buono stato statico, ma con vulnerabilità sismiche significative dovute alla forma allungata dell'edificio, alla presenza di grandi luci interne, allo spessore murario discontinuo, alle nicchie e alle connessioni cantonali insufficienti. Analogamente, alcune strutture in carpenteria metallica e le tamponature delle appendici laterali risultano vulnerabili a ribaltamento fuori dal piano.

Queste condizioni impongono interventi mirati per:

- consolidare elementi staticamente critici (scale a chiocciola, archi e volte);
- migliorare le connessioni e il comportamento scatolare dell'edificio;
- rinforzare tamponature e pareti alte non controventate;
- ridurre la vulnerabilità sismica e incrementare la sicurezza strutturale complessiva.

3. RELAZIONE TECNICA - ARENA SHAKESPEARE

3.1 SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE

Il presente progetto viene sviluppato a seguito di un aggiornamento del progetto precedentemente approvato dall'Amministrazione comunale con Delibera di giunta dGC 213 del 23/06/2021 in cui era stata sviluppata la valutazione della sicurezza dell'intero parcheggio Goito a seguito della nuova sovrastruttura metallica a copertura del palcoscenico. A tale valutazione della sicurezza si rimanda nei successivi paragrafi.

Inoltre, il dimensionamento della struttura metallica e degli interventi di consolidamento previsti sul Teatro Due sono sviluppati a partire dagli esiti della valutazione della sicurezza messa a disposizione da parte dell'Amministrazione e della allegata Relazione geologica e di modellazione sismica che si intende interamente richiamata.

Il progetto edilizio prevede la realizzazione di una struttura metallica in sostituzione ad una struttura lignea esistente, da adibire palcoscenico presso il teatro di Parma (PR).

Allo stato attuale la struttura del palcoscenico si presenta realizzata con pilastri in struttura lignea estremamente ammalorati e pericolanti, il presente progetto consisterà nella completa rimozione della struttura esistente e nel rifacimento mediante una struttura totalmente nuova in carpenteria metallica. La nuova struttura si attesterà sugli appoggi esistenti, non modificherà l'assetto strutturale esistente dell'intero comparto strutturale in quanto non incrementerà i carichi sollecitanti. Tali carichi erano già stati contemplati dall'assetto esistente, anzi se ne ridurrà l'incidenza realizzando una struttura metallica leggera con copertura in pannelli di lamiera di modesto peso.

La nuova struttura risulta verificata alle azioni da normativa vigente, sarà composta da pilastri in profilati HEA reticolari, travi IPE e travi di bordo reticolari tridimensionali, è stata concepita per poter permettere lo scorrimento della copertura in modo che tale copertura sia apribile secondo le esigenze della committenza.

3.2 CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE

Il fabbricato in oggetto è destinato a palcoscenico.

Ai sensi del punto 2.4.1 e 2.4.2 del DM 14.01.2008, per la struttura in oggetto è prevista una **Vita Nominale di 50 anni** e una **classe d'uso III** (Costruzioni con affollamenti significativi). Le azioni naturali considerate sul fabbricato sono il sisma e la neve.

CLASSE DI ESECUZIONE UNI 1090 STRUTTURA METALLICA

Categoria di servizio SC1 : Strutture e componenti con connessioni progettate per bassa duttilità (DCL) in zone sismiche a bassa sismicità

Categoria di produzione: PC1 Elementi strutturali saldati realizzati con acciai di qualità inferiore all'S355.

Categoria di conseguenza: CC3 (richiesta dalla committenza in quanto correlata a classe d'uso III)

Tabella 1 - Determinazione delle classi di esecuzione secondo UNI EN 1090-2:2011

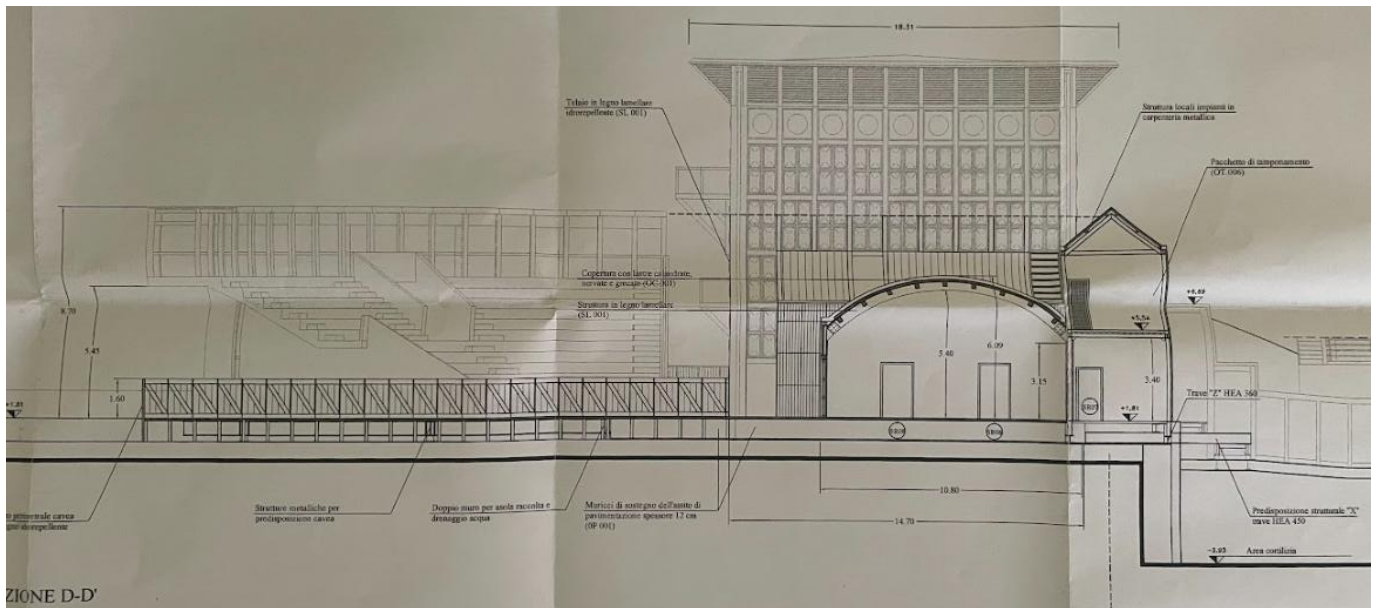
Classi di conseguenze		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3(*)	EXC3(*)
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3(*)	EXC4

Classe di esecuzione Uni 1090 considerato: EXC3

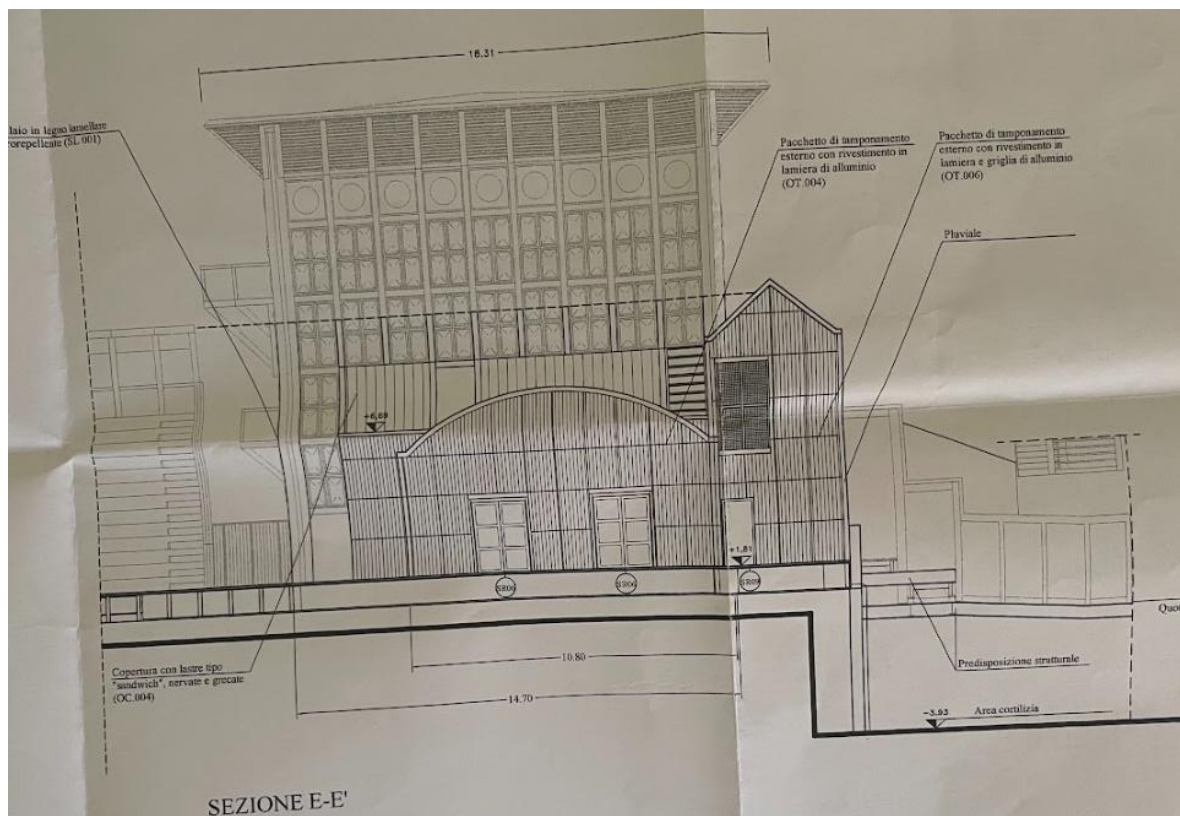
INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO AI SENSI DELLE NTC E TIPOLOGIA DI INTERVENTO E ALLA DGR 1814/2020

Ai sensi del DGR 1814/2020 l'intervento ricade nella casistica B.2 Interventi di riparazione e interventi locali sulle costruzioni esistenti in quanto l'intervento è relativo ad una porzione dell'intero edificio, e non modifica significativamente i carichi in quanto era già stata prevista la copertura.

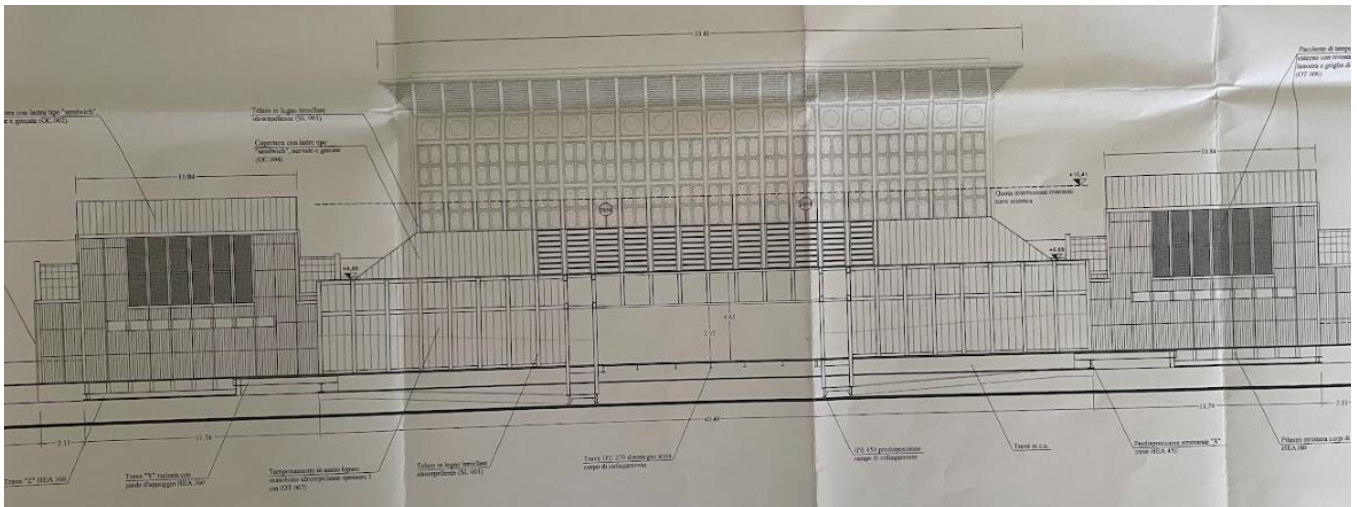
A fronte di questo si evince dal progetto parzialmente realizzato (determinazione G.C. n. 732 del 19/06/2003), in cui era già stata prevista la copertura del palco, ed inoltre tramite approfondimenti (che si allegano alla presente) in cui era stato riverificata tutta la struttura sottostante con esito positivo, a seguito della possibilità di realizzare una struttura chiusa leggera in carpenteria metallica.



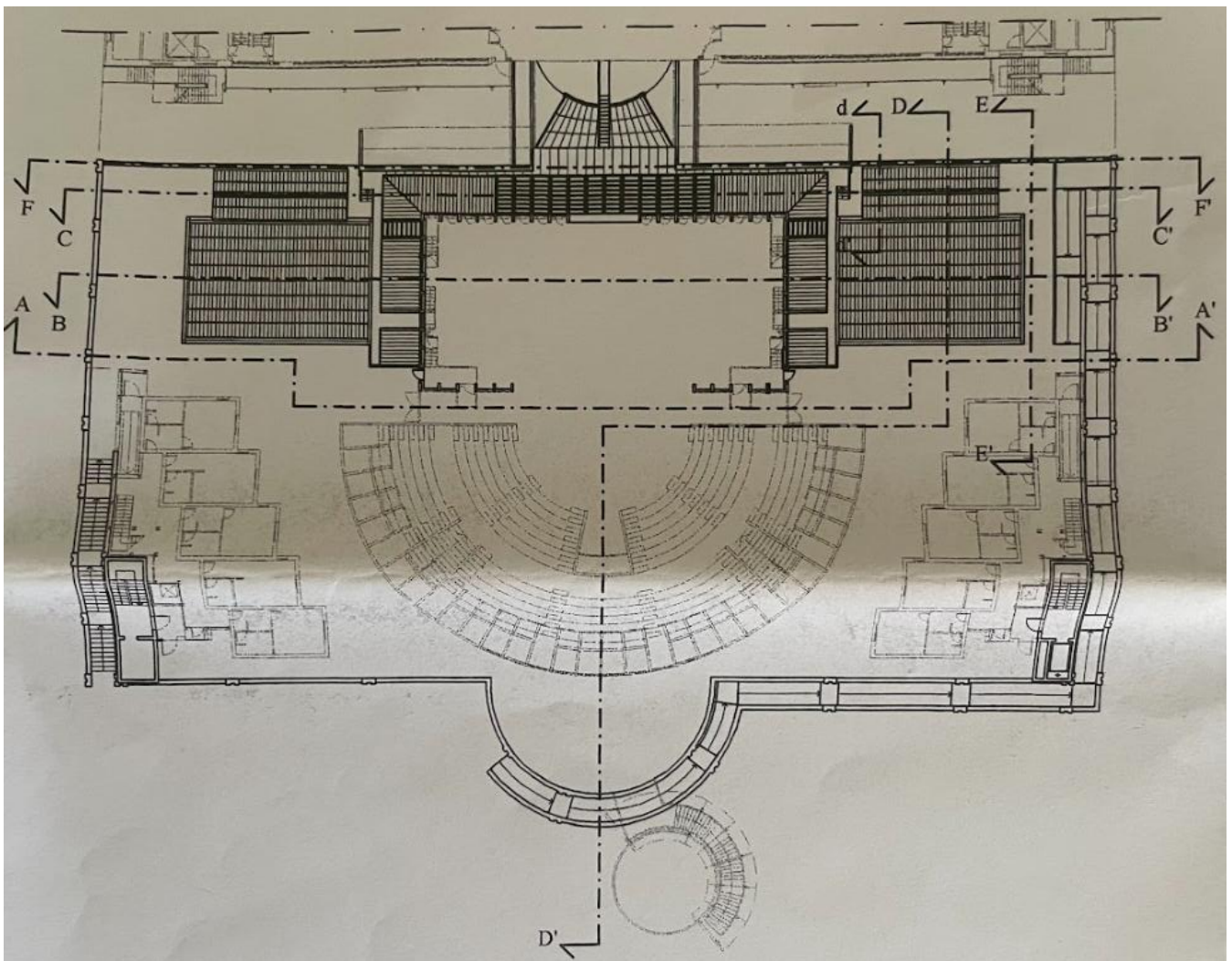
Sezione D-D' - progetto parzialmente realizzato (determinazione G.C. n. 732 del 19/06/2003)



Sezione E-E' progetto parzialmente realizzato (determinazione G.C. n. 732 del 19/06/2003)



Sezione E-E' progetto parzialmente realizzato (determinazione G.C. n. 732 del 19/06/2003)



Pianta progetto parzialmente realizzato (determinazione G.C. n. 732 del 19/06/2003)

Si evince infatti che nel progetto complessivo (determinazione G.C. n. 732 del 19/06/2003) comprendeva la realizzazione della torre (con dimensioni veramente estese) e della copertura stessa.

Per l'individuazione di tali interventi si ritiene di adottare quale criterio distintivo la definizione contenuta nelle NTC2018 e nella Circ. C.S.LL.PP. n.7/2019. In particolare, il § 8.4.1 "Riparazione o intervento locale" delle NTC2018 precisa che:

"Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;

- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non locali danneggiati;

- impedire meccanismi di collasso locale;

- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura."

Inoltre, la Circolare alle NTC2018 chiarisce ulteriormente al §C8.4.1 che:

"Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata. In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari). In particolare gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura." Le NTC2018 e la relativa Circolare individuano, dunque, quale fattore discriminante tra "intervento locale" e "intervento di miglioramento" la condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della costruzione.

L'intervento consiste nella realizzazione della copertura del palcoscenico dell'arena. Negli anni 2007-2008 si è pensato di sfruttare il grande solaio piano di copertura del parcheggio realizzando un'arena estiva. Sono quindi stati costruiti la cavea teatrale, costituita da telai in acciaio e gradoni in c.a. autoportanti, e due dependances costituite da due piani fuori terra. Nella progettazione di tali strutture si è tenuto debitamente conto della struttura del parcheggio sottostante, costituito da solai prefabbricati alveolari collegati da travi in c.a. in spessore e con setti verticali in c.a., effettuando una verifica completa dell'unità strutturale con l'aggiunta delle sopraelevazioni. La copertura del palcoscenico, di conseguenza, non si configura come sopraelevazione dell'u.s.. Ma, ai sensi del punto 2.2.b dell'Allegato alla D.G.R. n. 1879/2011, l'intervento non si configura nemmeno come ampliamento nel caso in cui si tratti di "realizzazione con soluzioni strutturali leggere di pertinenze, dichiarati tali nel titolo abilitativo, e/o di opere accessorie che siano, nell'insieme, di modeste dimensioni rispetto all'unità strutturale in esame, anche se realizzate per interventi successive". Verifichiamo quindi che soddisfatti questi requisiti:

- Con "modeste dimensioni" (Appendice 1 alla D.G.R. n. 1879/2011, definizione 6) si intende una realizzazione la cui superficie accessibile complessiva non sia superiore al 15% della superficie del solaio su cui è collocata. Nel caso in esame la nuova copertura ha una superficie di circa 440 mq, che rapportata alla superficie del solaio (circa 3.800 mq) risulta essere circa il 11,7 %, si può quindi ritenere "di modeste dimensioni". VERIFICATO

- Con “soluzioni strutturali leggere” (Appendice 1 alla D.G.R. n. 1879/2011, definizione 12) si intendono le realizzazioni il cui peso (G_1+G_2) non ecceda il 30% del carico permanente totale (valore nominale G_1+G_2) del solaio su cui sono collocate nè il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura. La nuova struttura non eccede il 30% del carico permanente totale del solaio che, sulla base della relazione di calcolo risalente al 2008 (nella quale erano state verificate strutture esistenti e sopraelevazioni) il solaio di copertura del parcheggio presenta un carico permanente totale pari a 830 daN/mq. VERIFICATO

Si ritiene l'intervento un intervento dell'Arena di tipo locale, in quanto:

- Interessa una porzione localizzata dell'intero comparto strutturale
 - Si tratta di un rifacimento di una porzione di struttura senza modificare i carichi esistenti e rigidità, in quanto tale struttura era già stata progettata (e parzialmente realizzata) e quindi non si modifica la risposta sismica dell'esistente

Mentre gli interventi relativi al teatro due si ritengono interventi di tipo locale: B.2. Interventi di riparazione e interventi locali sulle costruzioni esistenti.

Si riportano le verifiche numeriche in coda alla relazione in cui si verifica che i carichi agenti risultano perfettamente in linea ai carichi considerati nella verifica di tutta la struttura sottostante, verifica condotta precedentemente da Politecnica (di cui si allega relazione).

Per questo si ritiene perfettamente in linea di intervento locale.

Resistenza al fuoco

La resistenza al fuoco sarà garantita dalla protezione (vernice) adottata e sarà certificata con gli attestati del proprio realizzo.

3.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA

La struttura in progetto viene realizzata in comune di Parma, l'area è praticamente pianeggiante, sia pur con modesti dislivelli tra punto e punto. Il sito è caratterizzato da un'accelerazione puntuale a seguito del D.M. 17.01.2018 che viene definita nei paragrafi seguenti.

Viste le caratteristiche geometriche e la conformazione planimetrica ed altimetrica del fabbricato si è optato per realizzare una struttura di tipo “non dissipativa”.

La struttura è costituita da un'orditura di travi, pilastri che, formando un insieme di telai (si definisce telaio l'elemento strutturale realizzato con due ritti verticali di sostegno – pilastri - ed un traverso - trave - rigidamente connessi fra loro) ripetuti sul piano orizzontale.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche di progetto, in conformità al D.M. 17.01.2018 il terreno di fondazione è stato classificato nella **categoria di sottosuolo C** come si evince dalla relazione Geologica-Geotecnica allagata.

Per il calcolo sismico è stata impiegata un'analisi **dinamica** in campo lineare e modalità di calcolo e di verifica sempre conformi al D.M. 17.01.2018.

Per il dimensionamento sismico della struttura è stata adottata un'analisi **non dissipativa $q=1$** .

Agli effetti del dimensionamento è stato impiegato il metodo degli **stati limite ultimo e di esercizio**.

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

La classe della struttura è di **tipo 3**. Vita nominale costruzione **75 anni**.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Il dimensionamento della struttura è stato effettuato con l'ausilio di un software di calcolo strutturale agli elementi finiti i cui estremi e caratteristiche di validazione sono specificate nei paragrafi in coda alla presente relazione.

Il comportamento della struttura in oggetto sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. Nel caso in esame ai nodi strutturali del modello in elevazione convergono travi e pilastri, ovvero elementi "beam", il cui comportamento può essere perfezionato per tener conto di eventuali eccentricità rispetto agli assi baricentrici o di diverse condizioni di vincolo ovvero di connessione con altri elementi convergenti alle estremità.

La **struttura metallica è di tipo a telaio** in entrambe le direzioni principali come dimostrato nei paragrafi seguenti.

E' stata adottata un'analisi lineare e i parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano principalmente il modulo di Young e il coefficiente di Poisson.

E' stata impiegata un'analisi dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018).

3.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

Norme di riferimento cogenti

Nella determinazione dei carichi di progetto e nelle verifiche statiche e sismiche effettuate si sono considerate le seguenti leggi o Disposizioni:

Legge 5/11/1971 n°1086;

Legge 2 Febbraio 1974 n°64;

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 17 Gennaio 2018;

Istruzioni per l'applicazione di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.

3.5 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Per l'analisi dei carichi si è tenuto conto, caso per caso, dei contributi derivanti dalle seguenti voci:

CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

Carico distribuito con riferimento globale Y

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo	Val. iniz.	Dist. iniz.	Val.	Dist.fin.	Aliq.inerz.	Aliq.inerz.
			Azione/categoria		nodo I	finale	nodo I		SLD
Vento in Y	6	Condizione 3	Variabile: Vento	0.008700	0.000	0.008700	0.000	0.0000	0.0000
Vento in X	7	Condizione 4	Variabile: Vento	0.004400	0.000	0.004400	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo	Val. iniz.	Dist. iniz.	Val.	Dist.fin.	Aliq.inerz.	Aliq.inerz.
			Azione/categoria		nodo I	finale	nodo I		SLD
Neve Zona I Mediterranea + vento	1	Condizione 1	Variabile: Neve	-0.021500	0.000	-0.021500	0.000	0.0000	0.0000
Neve Zona I Mediterranea + vento CONDIZIONE CHIUSA	3	Condizione 1	Variabile: Neve	-0.021500	0.000	-0.021500	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo	Val. iniz.	Dist.iniz.	Val.	Dist.fin.	Aliq.inerz.	Aliq.inerz.
			Azione/categoria		nodo I	finale	nodo I		SLD
Permanente	2	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.005000	0.000	-0.005000	0.000	1.0000	1.0000
permanente CONDIZIONE CHIUSA	4	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.005000	0.000	-0.005000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio CONDIZIONE CHIUSA	5	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.003000	0.000	-0.003000	0.000	1.0000	1.0000

Carichi da neve

Normativa : D.M. 17/01/2018 (NTC 2018, Circolare 21/01/2019, n.7)

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

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

Provincia : Parma

Zona : Im

Altitudine : 55 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 153.06 \text{ kg/m}^2$

Carico della neve al suolo riferito ad un tempo di ritorno di 75 anni: $q_{sn} = 164.52 \text{ kg/m}^2$

Coefficiente di esposizione $C_E : 1$ (Normale)

Coefficiente termico $C_t : 1$



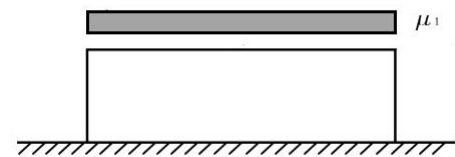
Tipo di copertura: piana estesa ($\alpha = 0^\circ$)

Dimensione minima in pianta della copertura: 14 m.

Dimensione massima in pianta della copertura: 30 m.

Dimensione in pianta equivalente L_c : 21.47 m.

Coefficiente $C_{e,F} = 1$



Si deve considerare la condizione di carico riportata nella figura a lato.

Carico da neve :

$$q_s(\mu_1(C_{e,F})) = 131.61 \text{ kg/m}^2 [\mu_1 = 0.8]$$

$$q_s(\mu_1=0.8) = 131.61 \text{ kg/m}^2$$

A favore di sicurezza è stato considerato il carico neve + vento massimo:

$$131,61 + 83 \text{ Kg/mq} = 214,61 \sim 215 \text{ Kg/mq}$$

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18**DEFINIZIONE DEI DATI**

zona:

2) Emilia Romagna

**Classe di rugosità del terreno:**

A) Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno.

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

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

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

55 [m]

Distanza dalla costa

100 [km]

Vento lungo Y

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

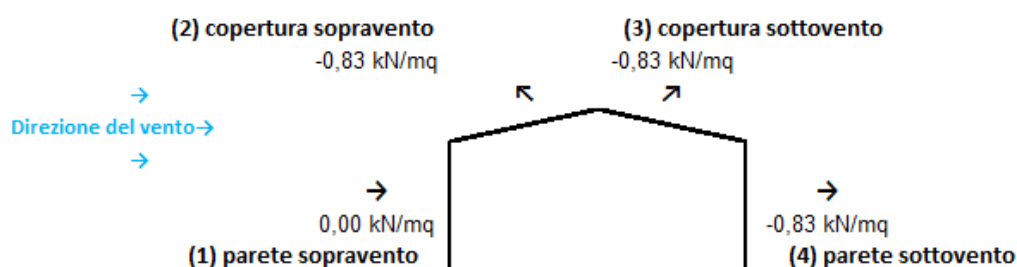
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$$

C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	$p \text{ [kN/m}^2\text{]}$	C_d	C_t	C_e	C_p	$P \text{ [kN/m}^2\text{]}$
(1) par. sopravento	0,466	1,00	1,00	1,479	0,00	0,00
(2) cop. sopravento	0,466	1,00	1,00	1,479	-1,20	-0,83
(3) cop. Sottovento	0,466	1,00	1,00	1,479	-1,20	-0,83
(4) par. sottovento	0,466	1,00	1,00	1,479	-1,20	-0,83



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

Vento lungo X

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

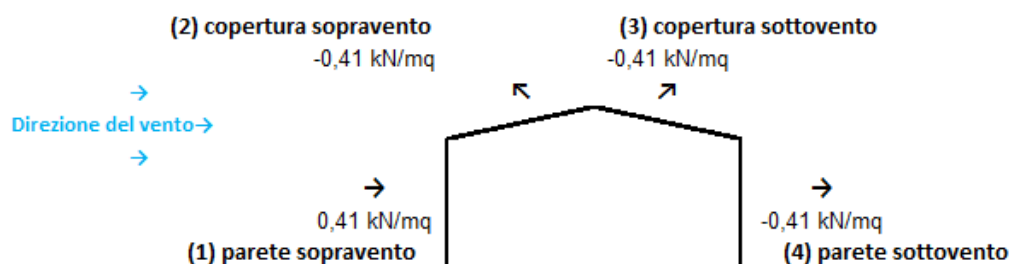
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$$

C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	$p \text{ [kN/m}^2\text{]}$	C_d	C_t	C_e	C_p	$P \text{ [kN/m}^2\text{]}$
(1) par. sopravento	0,466	1,00	1,00	1,479	0,60	0,41
(2) cop. sopravento	0,466	1,00	1,00	1,479	-0,60	-0,41
(3) cop. Sottovento	0,466	1,00	1,00	1,479	-0,60	-0,41
(4) par. sottovento	0,466	1,00	1,00	1,479	-0,60	-0,41

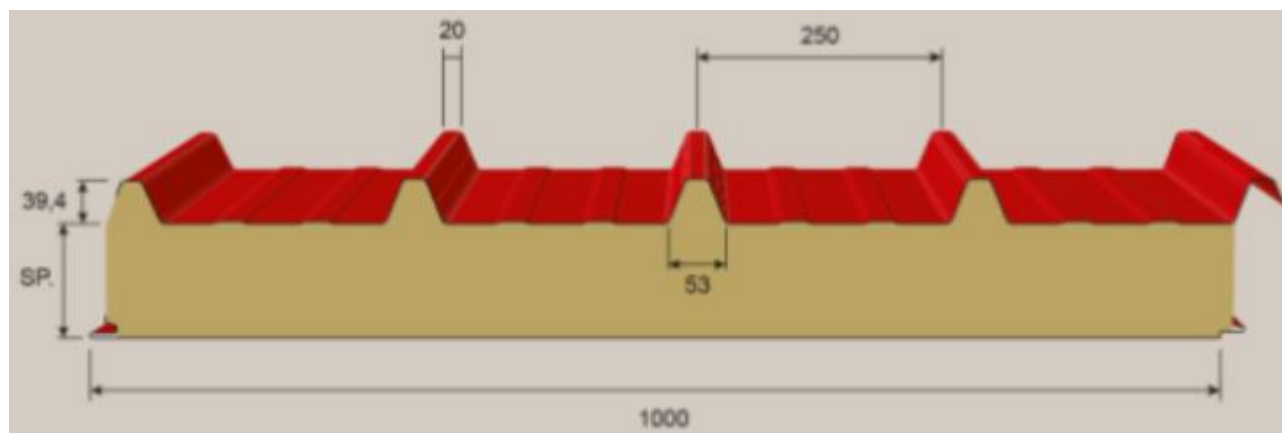


Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)

ANALISI DEI CARICHI:

Il peso proprio delle strutture è calcolato automaticamente dal programma di calcolo

Carico permanente: pannello di lamiera 14 Kg/mq



Lamiera Est.	Acciaio S250 0.5 mm	
Lamiera Int.	Acciaio S250 0.5 mm	
Spessore (mm)	Peso (kg/m²)	1,5 m
50	13,72	270
60	14,72	310
80	16,72	350
100	18,72	390
120	20,72	430
150	23,72	451
172	25,92	460
200	28,72	485

A favore di sicurezza è stato considerato un carico pari a 50 Kg/mq permanente considerando un carico pari a 36 Kg/mq per le lampade

CARICO MASSIMO AMERICANE:

Il carico massimo da applicare alle HEB 240 che sostengono le “americane” è pari a 200Kg/m lineare.

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018 ITALIA

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
2	Statica	Azione sismica: Sisma assente	Variabile: Vento	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 1	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500
7	Vento in Y	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 1	1.050
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.050
8	Vento in X	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 1	1.050
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.050
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.000
4	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.200
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
9	Rara V in X	Tipologia: Rara	Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.700
10	Rara V in Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.000
11	Fr Vin X	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
12	Fr V in Y	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.200

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000

3.6 AZIONI ECCEZIONALI

Per l'opera in progetto non è stato ritenuto opportuno tenere in conto esplicito azioni eccezionali quali urti, incendi ed esplosioni. La concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali con i quali verrà realizzata la struttura portante del fabbricato sono comunque tali da evitare che la struttura stessa possa avere danneggiamenti sproporzionati rispetto ad eventuali cause legate a questo tipo di eventi.

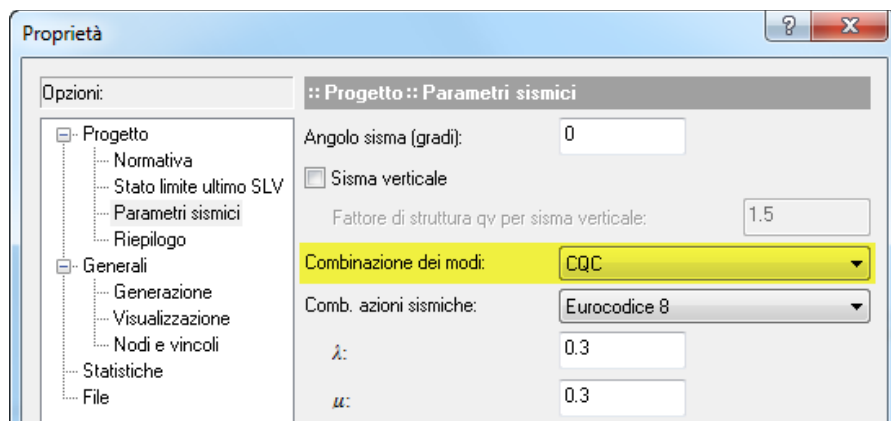
Qualora esigenze legate a specifiche destinazioni d'uso prevedano particolari caratteristiche di resistenza al fuoco delle strutture e le stesse non siano in grado di garantirle, dovrà essere per esse prevista un'adeguata protezione.

3.7 MODELLO/I NUMERICO/I

Metodologia di modellazione ed analisi

E' stata adottata un'analisi dinamica impostata con i parametri generali già illustrati nei paragrafi precedenti.

La combinazione dei modi utilizzata è la Combinazione Quadratica Completa, come si può osservare fra le proprietà generali dell'azione sismica.



Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico al centro di massa di ogni impalcato è stata attribuita una eccentricità accidentale in ogni direzione pari al 5% delle dimensioni della struttura, come previsto al par. 7.2.6 della norma.

Per soddisfare a questo requisito sono state necessarie quattro analisi dinamiche ciascuna riferita a una delle quattro posizioni del centro di massa.

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli

spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (inviluppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

Informazioni sul codice di calcolo

3.8 COPIA DELLA LICENZA D'USO

La norma (par. 10.2) richiede di indicare con precisione l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato:

Titolo: MasterSap;

Autore, produttore e distributore: AMV s.r.l., via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (Go);

Versione: MasterSap 2011

Estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso:

licenza d'uso n. 33582 del 11/03/2005

3.9 AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI

(ai sensi del cap.10 del D.M. 14.01.2008)

E' stata preliminarmente esaminata la documentazione a corredo del software utilizzato.

Software: MASTERSAP TOP 2009 NTC

produttore: AMV srl via San Lorenzo 106 34077 Ronchi dei Legionari (Go).

Si riportano di seguito una esauriente descrizione delle basi teoriche generali e degli algoritmi impiegati.

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



**Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV
In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodia-gnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

AMV s.r.l.
Il legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

3.10 VALIDAZIONE DEI CODICI

Il software è fornito assieme ad un manuale di validazione, che può essere allegato a richiesta. Gli esempi ivi riportati sono esempi classici comunemente utilizzati a tale fine, tratti dalla letteratura specifica o da Enti impegnati in questo settore. Per ogni esempio vengono riportati il riferimento bibliografico. I confronti sono stati eseguiti rispetto al risultato teorico: per alcuni casi è stato eseguito anche un confronto con un solutore ad elementi finiti di grande diffusione (Sap 2000 v. 8.24). Tutti gli esempi sono disponibili nella cartella Manuali del CD di installazione.

Tale manuale è liberamente scaricabile dall'indirizzo:

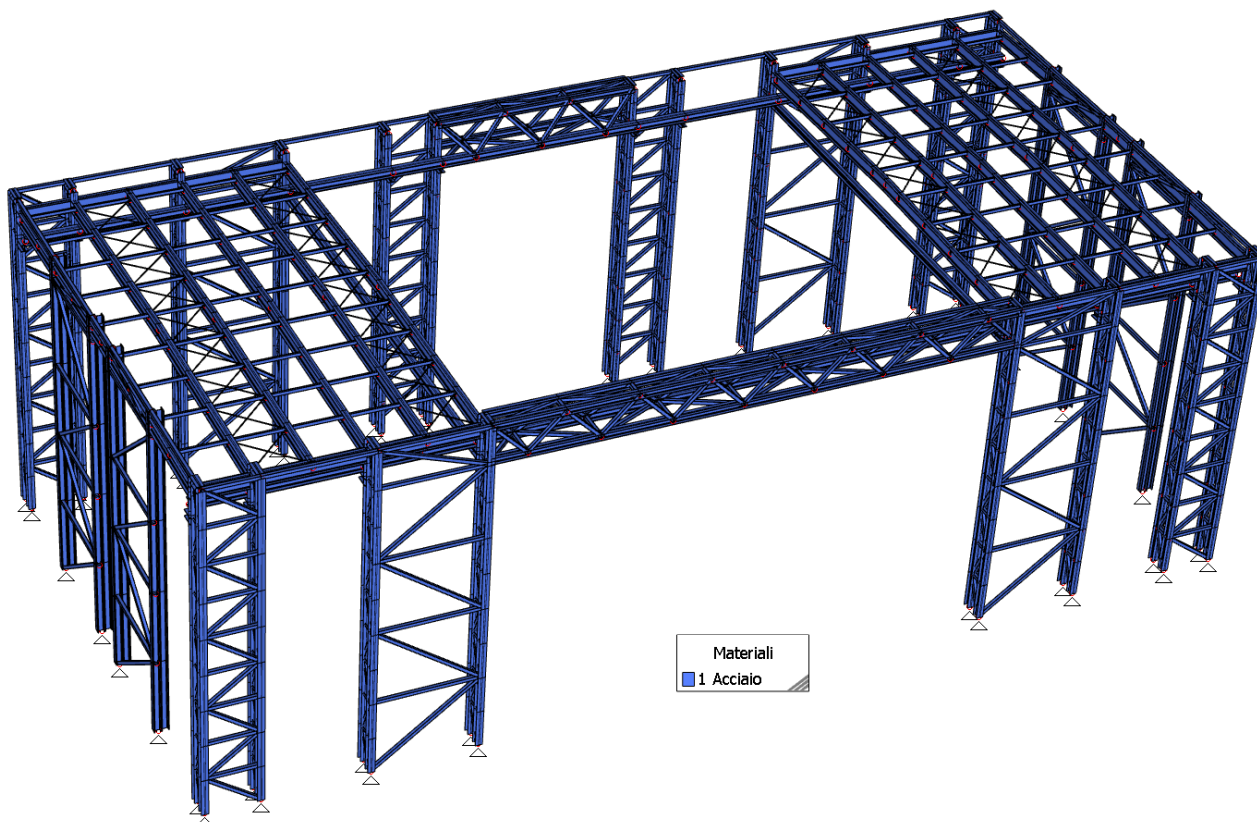
<http://www.amv.it/ftpoot/ftpa/ManualeValidazioneSolutore.pdf>

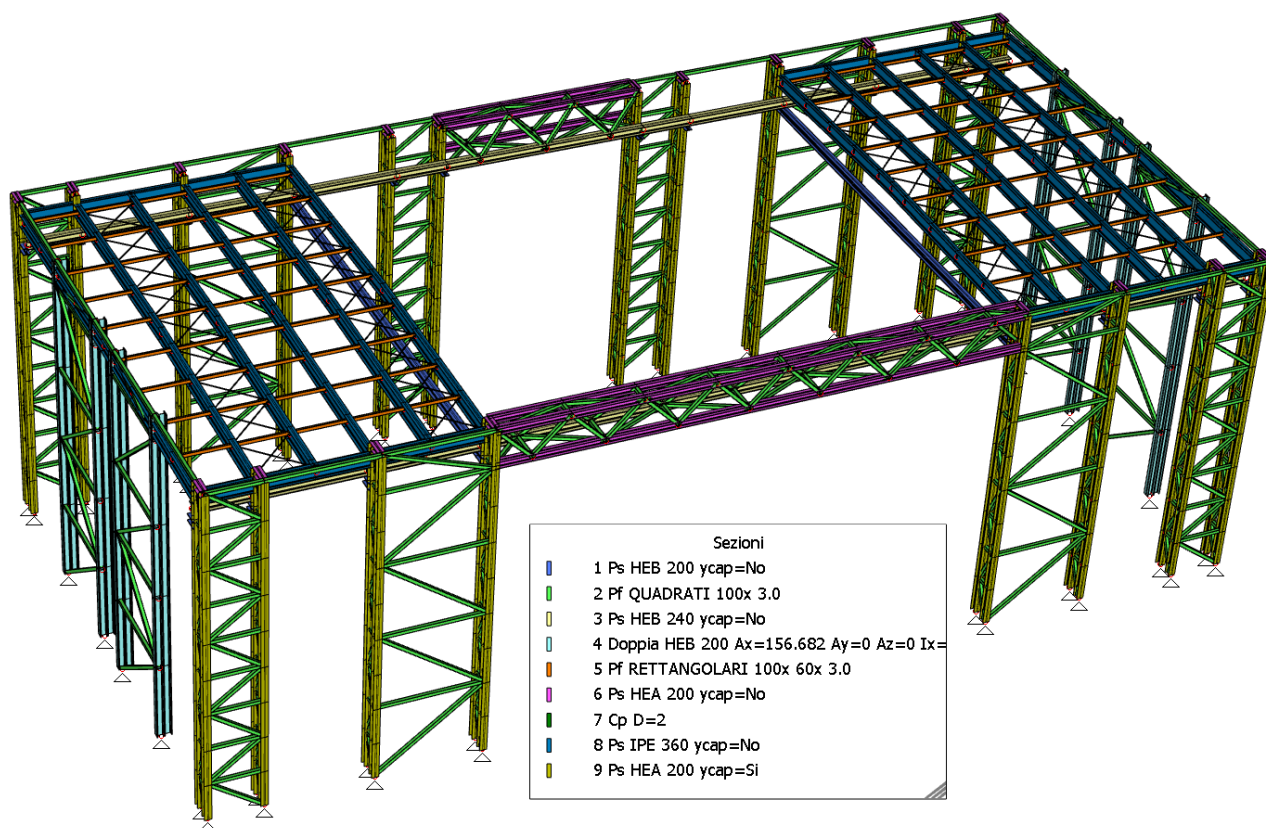
3.11 MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

TABELLE DELLE TENSIONI MASSIME DELL'ACCIAIO [N/mm²]

Tipo acciaio: **S 275**

	Spess. ≤ 40 mm	Spess. > 40 mm
Tensione di rottura	430.00	410.00
Tensione di snervamento	275.00	255.00
Tensione di calcolo s.l.	275.00	250.00
Tensione max ammissibile	190.00	170.00





Modellazione delle azioni

Schematizzazione delle azioni, condizioni e combinazioni di carico

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma.

I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

Combinazioni e/o percorsi di carico

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine.

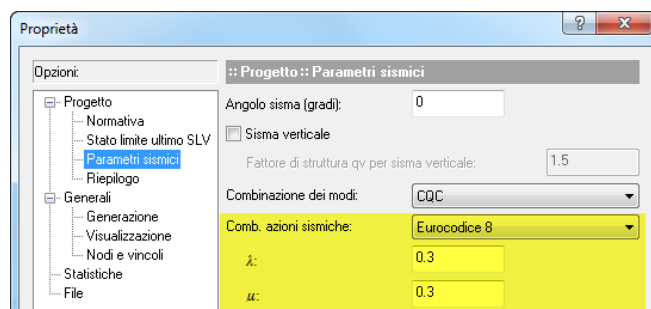
In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme. In particolare è stata adottata l'analisi modale e applicazione dello spettro di risposta. L'effetto delle azioni dinamiche, ottenuto come contemplato dalle norme per sovrapposizione degli effetti modali, è stato sovrapposto a quello statico concomitante prevedendo tutte le possibili permutazioni di segno dei risultati dinamici.

Interazione fra le due componenti (in X e Y) del sisma: gli effetti sulla struttura delle diverse componenti dell'azione sismica sono calcolati applicando l'espressione di cui al punto 7.3.15 della norma, denominata per semplicità "Eurocodice 8", in cui i coefficienti moltiplicativi valgono 0.3 e vengono applicati in rotazione.

Le combinazioni di carico statiche (in assenza di azioni sismiche) allo stato limite ultimo sono ottenute mediante combinazioni dei carichi permanenti e variabili applicati in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura.



COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018 ITALIA

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
2	Statica	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 1	1.500

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
7	Vento in Y	Azione sismica: Sisma assente	Variabile: Vento	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 1	1.050
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.050
8	Vento in X	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 1	1.050
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.050
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.000
4	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.200
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
9	Rara V in X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
10	Rara V in Y	Tipologia: Rara	Variabile: Vento	Condizione 4	0.700
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.000
11	Fr Vin X	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
12	Fr V in Y	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.200

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000

Metodo di calcolo agli stati limite

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, nei confronti di eventuali azioni eccezionali. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti.

L'azione sismica è stata calcolata mediante **analisi dinamica modale** e applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008).

3.12 DEFINIZIONI

2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Ai sensi del punto 2.4.1 del DM 18.01.2008, per la struttura in oggetto è prevista una Vita Nominale di:

vita nominale $V_n \geq 50$ anni

- **CLASSE D'USO**

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

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

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

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

Ai sensi del punto 2.4.2 del DM 18.01.2008, in presenza di azioni sismiche la classe d'uso della struttura risulta:

classe d'uso = **Classe III**

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU :

$$VR = VN \cdot CU \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.

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

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

Il periodo di riferimento Vr della costruzione valutato moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso Cu= 1,5 risulta:

periodo di riferimento = **Vr = 75 anni**

Selezione della località

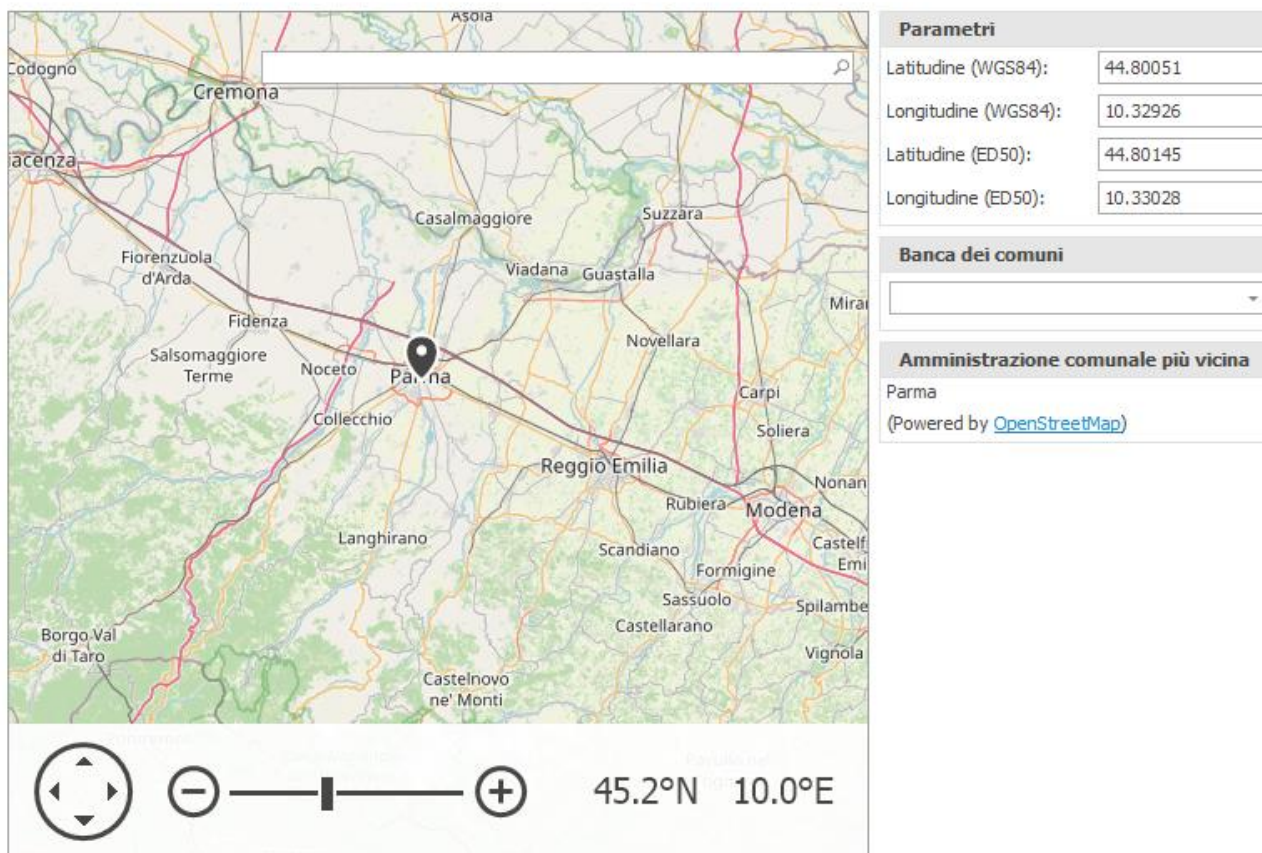


Figura 1: mappa sismica per il calcolo dei parametri sismici.

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Arena
Intestazione del lavoro	Arena
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kg
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Localita'	Parma - Parma, Emilia-Romagna, Italia
Longitudine (WGS84)	10.3293
Latitudine (WGS84)	44.8005
Categoria del suolo	C
Coefficiente topografico	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	50
Comportamento strutturale	NON Dissipativo

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s^2)
SLO	45	0.0532	2.5030	0.25	1.65	1.50	0.783
SLD	75	0.0661	2.4960	0.27	1.62	1.50	0.973
SLV	712	0.1587	2.4660	0.29	1.58	1.47	2.281
SLE	712	0.1587	2.4660	0.29	1.58	1.47	2.281
SLC	1462	0.1997	2.4780	0.30	1.57	1.40	2.749

STATO LIMITE ULTIMO

Fattore di comportamento q per sisma orizzontale	qor=1
--	-------

STATO LIMITE DI DANNO

Fattore di comportamento q per sisma orizzontale	qor=1.5
Coeff.moltiplicativo sisma	1.000

STATO LIMITE OPERATIVITA'

Coeff.moltiplicativo sisma	1.000
----------------------------	-------

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

3.13 CLASSE DI DUTTILITA' E DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA

$$q=q_0 \cdot K_w \cdot K_r$$

Ai fini della determinazione del fattore di struttura per ogni direzione del sisma (X e Y) sono state imposte e/o verificate le seguenti condizioni:

CLASSE DI DUTTILITA' DELLA STRUTTURA: NON DISSIPATIVA

E' stata scelta la progettazione mediante un' analisi di tipo non dissipativo.

REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN PIANTA: REGOLARE

Per poter essere definita tale una struttura deve rispettare i requisiti indicati al punto 7.2.2

Dati gli aspetti geometrici la struttura può essere considerata approssativamente simmetrica né in relazione alla distribuzione delle masse e delle rigidezze rispetto alle due direzioni orizzontali: pertanto si definisce la struttura come **REGOLARE IN PIANTA**.

Regolarità DELLA STRUTTURA in altezza: REGOLARE

La struttura è definita **REGOLARE IN ALTEZZA** in quanto rispetta tutti i requisiti indicati al punto 7.2.2 delle NTC 2008.

Di conseguenza il coefficiente K_r da utilizzare nella definizione del fattore di struttura è imposto pari a : **$K_r=1$**

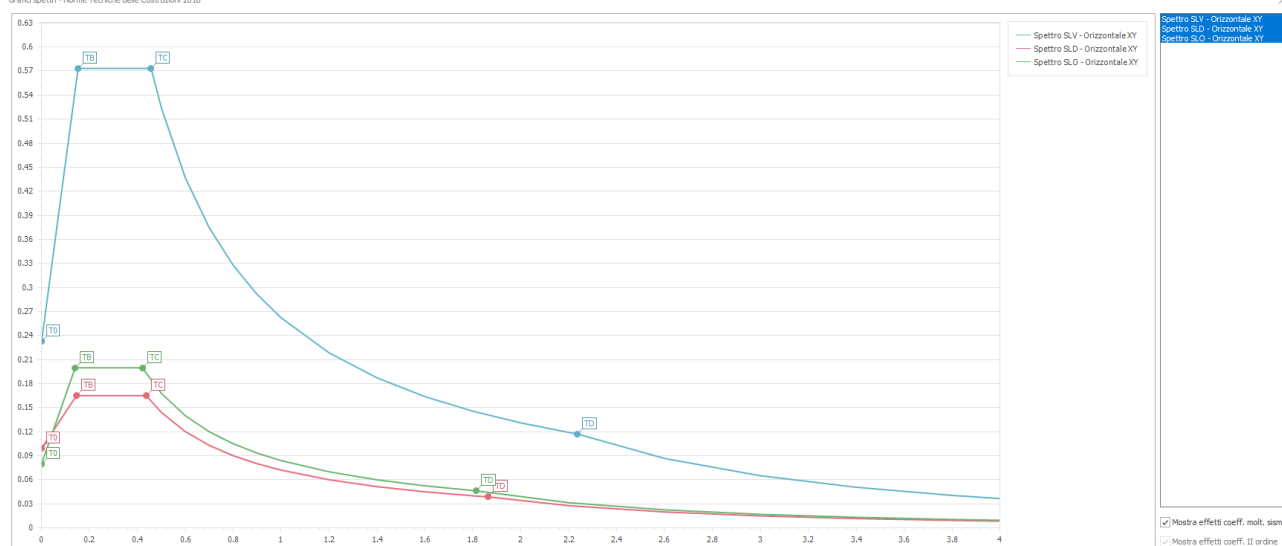
In questo caso il controllo è soddisfatto per cui possiamo parlare di **strutture metalliche intelaiate**.

Visto che i nodi della struttura non presentano un comportamento duttile si è scelto di progettare in campo lineare utilizzando un fattore di struttura q pari a 1,0 struttura non dissipativa.

3.14 SPETTRI DI PROGETTO UTILIZZATI NEL DIMENSIONAMENTO

In base alla considerazioni sopra esposte (parametri sismici e fattore di struttura) questo è lo spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita.

Grafico spettri - Norme Tecniche delle Costruzioni 2018



Spettro S/LV - Orizzontale XY													Spettro S/LD - Orizzontale XY												
Periodo	0	0.152	0.457	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.235	2.6	3	3.4	3.8	4				
Ampiezza	0.233	0.573	0.573	0.524	0.437	0.374	0.328	0.291	0.262	0.218	0.187	0.164	0.146	0.131	0.119	0.117	0.087	0.065	0.051	0.041	0.037				
Spettro S/LD - Orizzontale XY													Spettro S/LO - Orizzontale XY												
Periodo	0	0.146	0.437	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.6	3	3.4	3.8	4					
Ampiezza	0.099	0.165	0.165	0.144	0.12	0.103	0.09	0.08	0.072	0.06	0.051	0.045	0.04	0.039	0.028	0.02	0.015	0.012	0.009	0.008					
Spettro S/LO - Orizzontale XY													Spettro S/LL - Orizzontale XY												
Periodo	0	0.14	0.42	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.6	3	3.4	3.8	4					
Ampiezza	0.08	0.2	0.2	0.168	0.14	0.12	0.105	0.093	0.084	0.07	0.06	0.052	0.047	0.046	0.031	0.023	0.017	0.013	0.011	0.01					

Stato limite ultimo SLV

Coefficiente moltiplicativo sisma = 1 applicato

Spettri orizzontali

Num.	Periodo	Ampiezza XY
1	0.000	0.233
2	0.152	0.573
3	0.457	0.573
4	0.500	0.524
5	0.600	0.437
6	0.700	0.374
7	0.800	0.328
8	0.900	0.291
9	1.000	0.262
10	1.200	0.218
11	1.400	0.187

12	1.600	0.164
13	1.800	0.146
14	2.000	0.131
15	2.200	0.119
16	2.235	0.117
17	2.600	0.087
18	3.000	0.065
19	3.400	0.051
20	3.800	0.041
21	4.000	0.037

Stato limite di danno SLD

Coefficiente moltiplicativo sisma = 1 applicato

Spettri orizzontali

Num.	Periodo	Ampiezza XY
1	0.000	0.099
2	0.146	0.165
3	0.437	0.165
4	0.500	0.144
5	0.600	0.120
6	0.700	0.103
7	0.800	0.090
8	0.900	0.080
9	1.000	0.072
10	1.200	0.060
11	1.400	0.051
12	1.600	0.045
13	1.800	0.040
14	1.864	0.039
15	2.200	0.028
16	2.600	0.020
17	3.000	0.015
18	3.400	0.012
19	3.800	0.009
20	4.000	0.008

Stato Limite di Operatività SLO

Coefficiente moltiplicativo sisma = 1 applicato

Spettri orizzontali

Num.	Periodo	Ampiezza XY
1	0.000	0.080
2	0.140	0.200
3	0.420	0.200
4	0.500	0.168
5	0.600	0.140
6	0.700	0.120
7	0.800	0.105
8	0.900	0.093
9	1.000	0.084
10	1.200	0.070
11	1.400	0.060
12	1.600	0.052
13	1.800	0.047
14	1.813	0.046
15	2.200	0.031
16	2.600	0.023
17	3.000	0.017
18	3.400	0.013
19	3.800	0.011
20	4.000	0.010

Lo spettro di progetto dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è utilizzato per il dimensionamento delle strutture in elevazione, travi e pilastri e pareti nel caso in oggetto, assieme al dimensionamento statico, che viene realizzato in condizioni ultime (SLU) e di esercizio (SLE).

3.15 CONTROLLO DELLE MASSE ECCITATE DAL SISMA

E' stato eseguito un controllo sulle masse eccitate; il numero delle frequenze trattate è risultato più che sufficiente ad eccitare in entrambe le direzioni X e Y più dell'85% delle masse. Il controllo riguarda ciascuna delle quattro analisi dinamiche effettuate per tener conto della prescritta eccentricità del centro di massa dell'impalcato

TABELLA MASSE ECCITATE**PROSPETTO RIASSUNTIVO MODI PRINCIPALI**

Periodo principale	T1	Massa	Massa %	Modo	Note
Direzione X	+2.64e-01	+7.64e+01	81	4	--
Direzione Y	+4.69e-01	+5.95e+01	63	1	--
Direzione Z	+1.52e-01	+8.12e+00	8	12	--

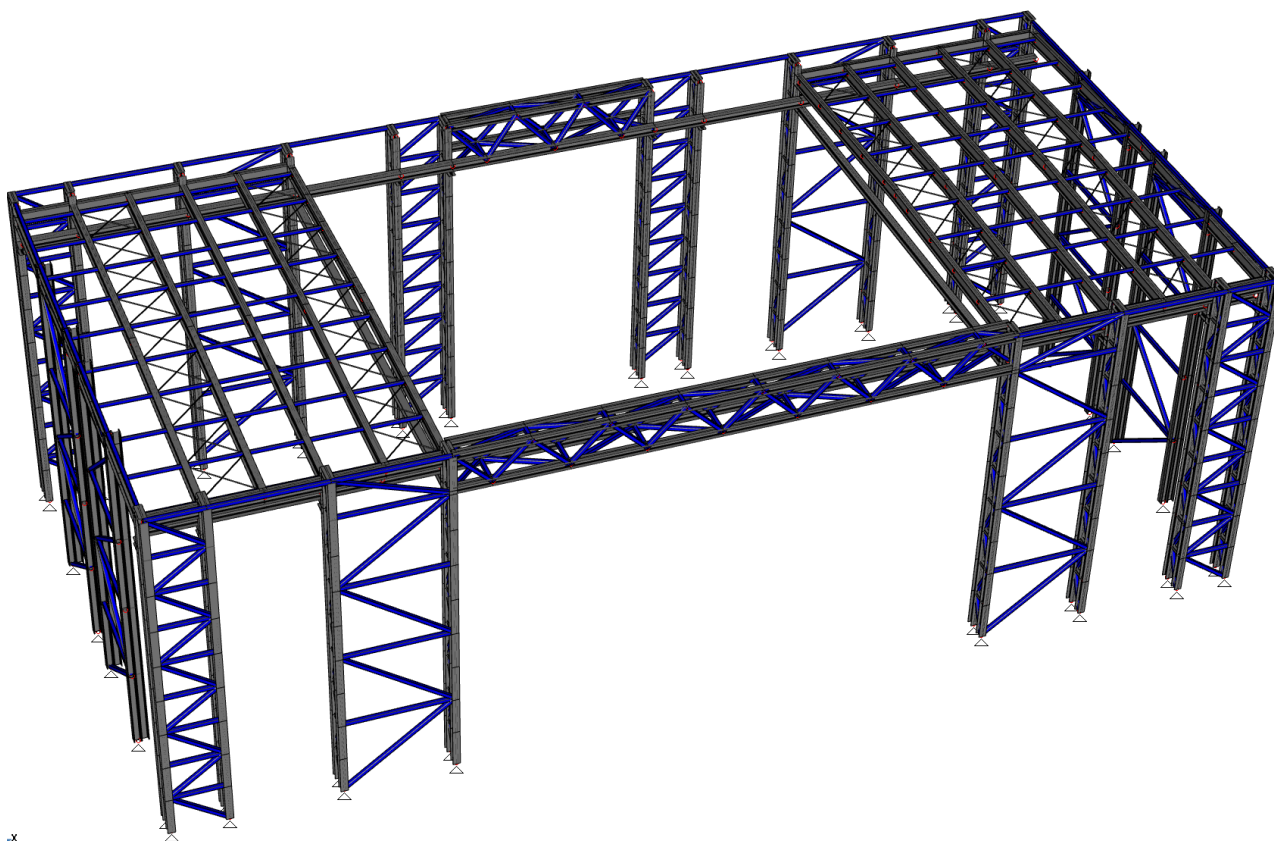
Periodo	T2	Massa	Massa %	Modo	Note
Direzione X	+1.72e-01	+5.35e+00	6	11	--
Direzione Y	+1.52e-01	+8.49e+00	9	12	--
Direzione Z	+1.97e-01	+6.39e+00	7	8	--

PROSPETTO RIASSUNTIVO MASSE ECCITATE (TOTALE MASSE ECCITATE RAGGIUNTO)**PER QUOTA MAGGIORE DI: 0.00**

Analisi	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz. Z	%
--	+8.80e+01	94	+8.43e+01	90	+3.17e+01	34

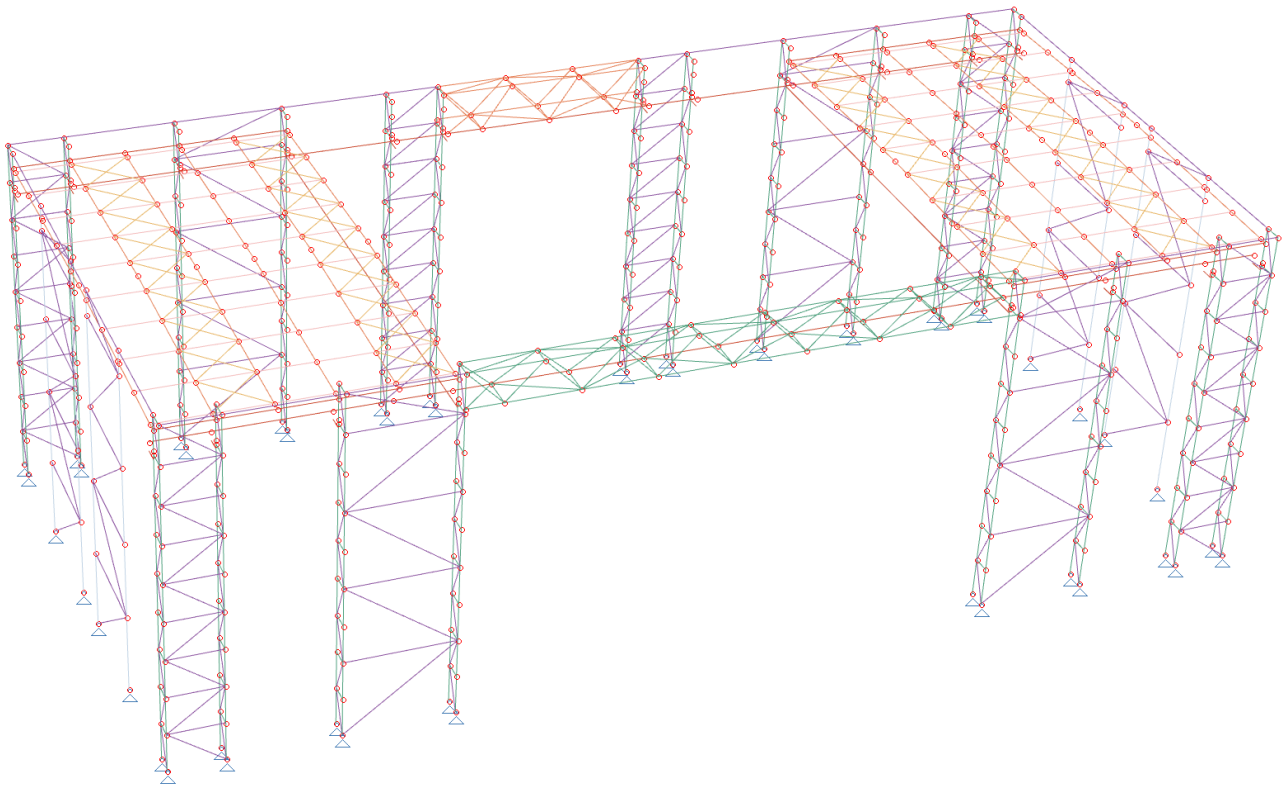
Criteri di modellazione degli elementi di controvento e vincoli alla base

I controventi sono stati modellati come bielle, incernierati alle estremità.



Rappresentazione degli elementi modellati "a biella" incernierati alle estremità di colore "blu".

Alla base è stato considerato un vincolo a “cerniera sferica” al fine di minimizzare le sollecitazioni al piede della struttura:



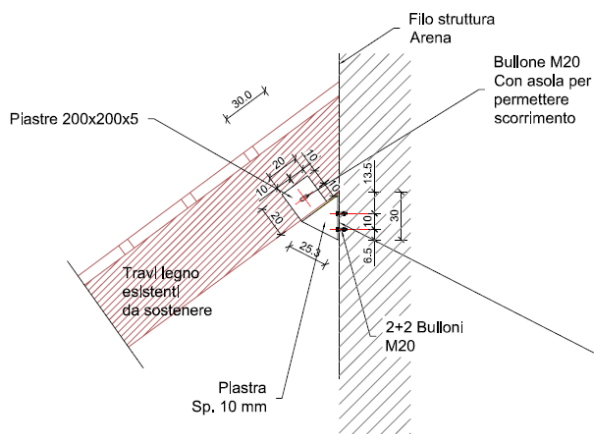
Rappresentazione schema con cerniere sferiche alla base

Gli appoggi del corridoio laterali sono stati considerati come appoggio scorrevole per evitare sollecitazioni flettenti negli elementi strutturali:

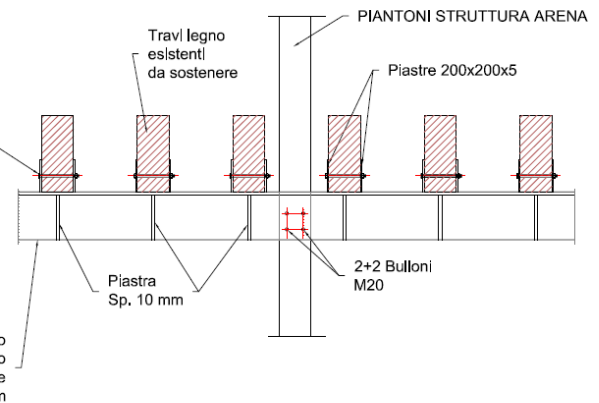
DETTAGLIO FISSAGGIO PERIMETRALE CON COPERTURA IN LEGNO ESISTENTE

SCALA 1:20

VISTA LATERALE

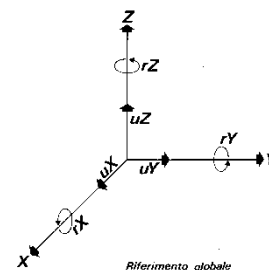


VISTA FRONTALE



Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).



Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

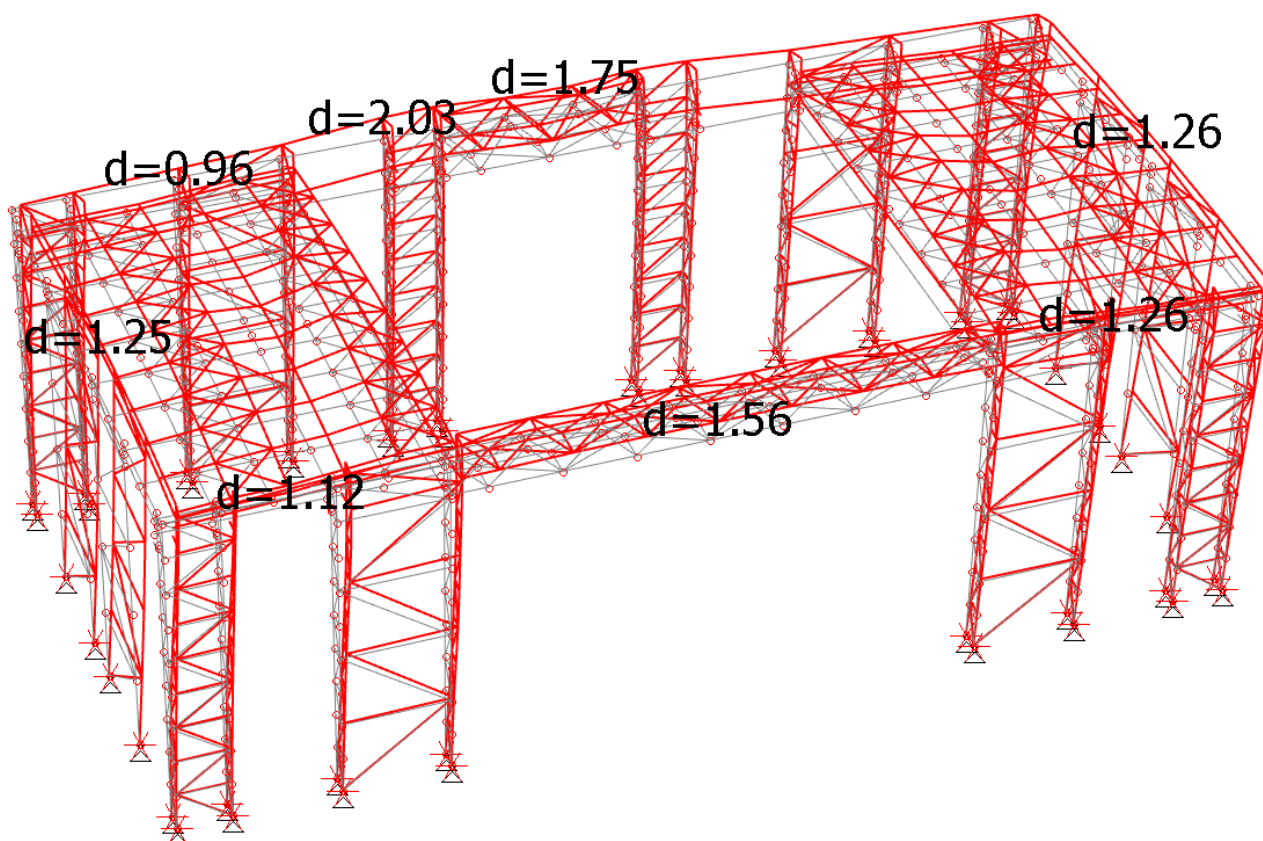


Figura: Deformata SLV sisma in X

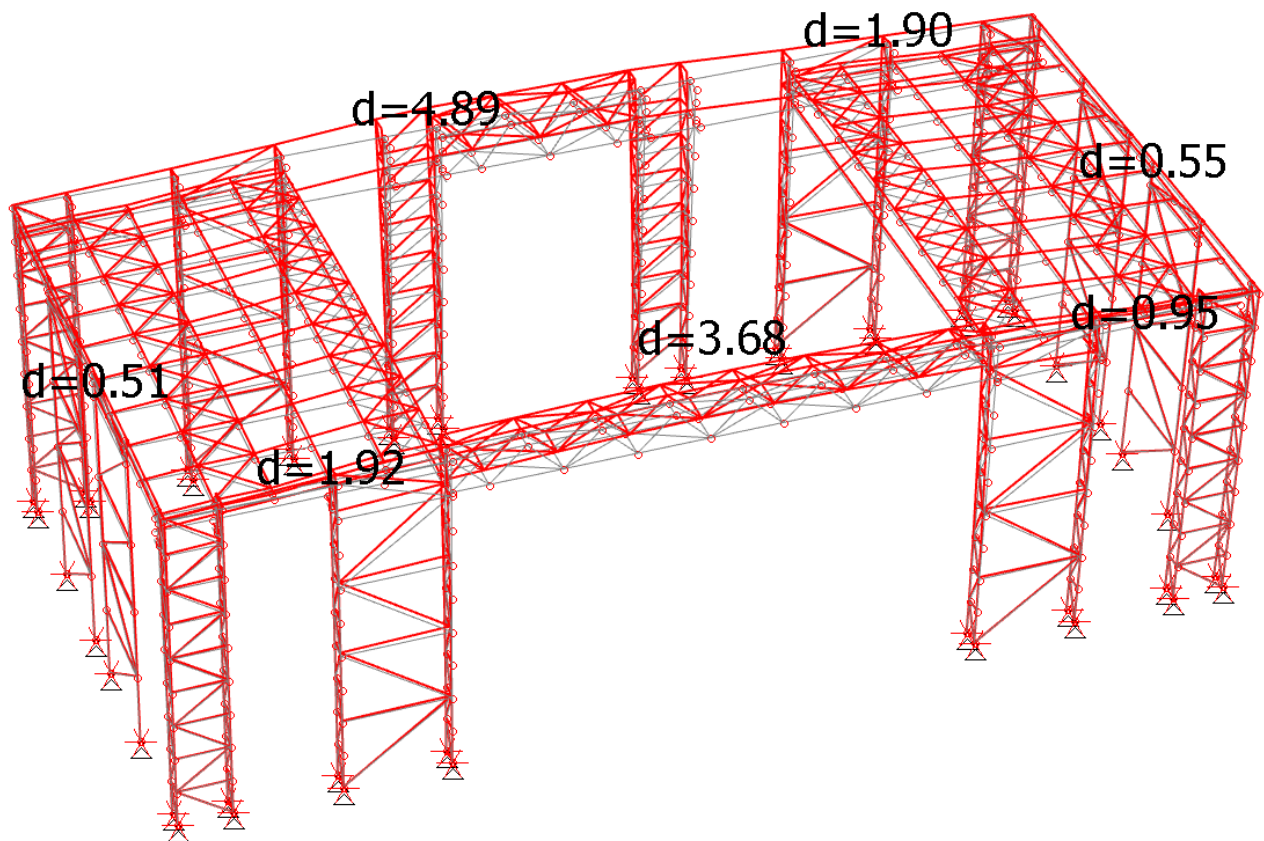
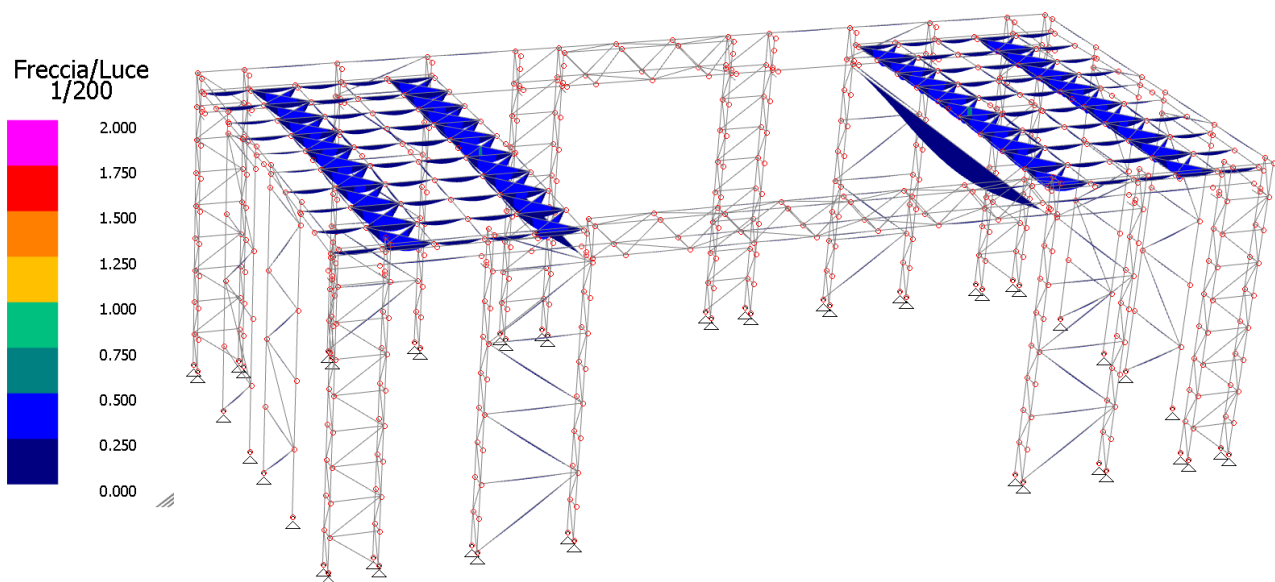


Figura: Deformata SLV sisma in Y



Ricordiamo che la rappresentazione grafica delle frecce presuppone che ad ogni nodo corrisponda un appoggio: pertanto questa rappresentazione non illustra il comportamento reale nei casi in cui ad un nodo non sia associato un elemento verticale, come può avvenire per alcune travi.

3.16 VERIFICHE ELEMENTI IN ACCIAIO

Verifica agli stati limite ultimi per combinazioni statiche e sismiche

Questi sono i criteri con cui sono state verificate tali travi.

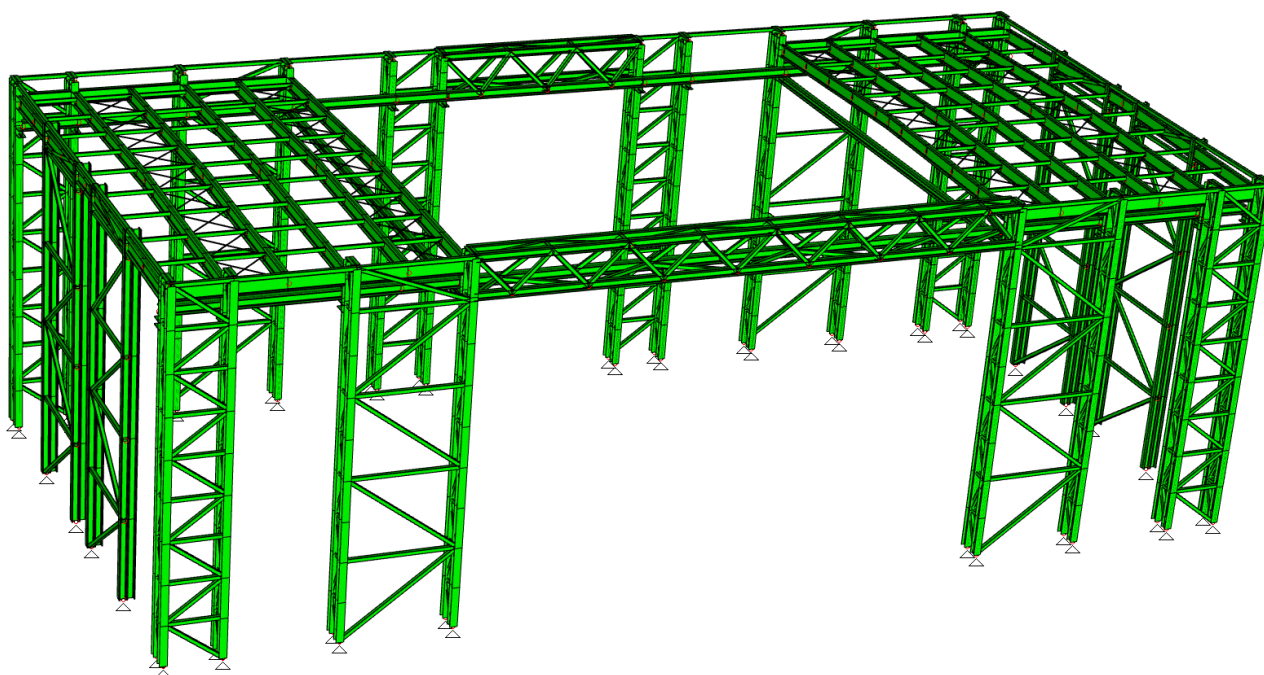


Figura: Elementi verificati

Riassumiamo tramite alcuni diagrammi gli esiti delle verifiche. In particolare vengono raffigurati i risultati delle verifiche

a pressoflessione, di quelle a taglio.

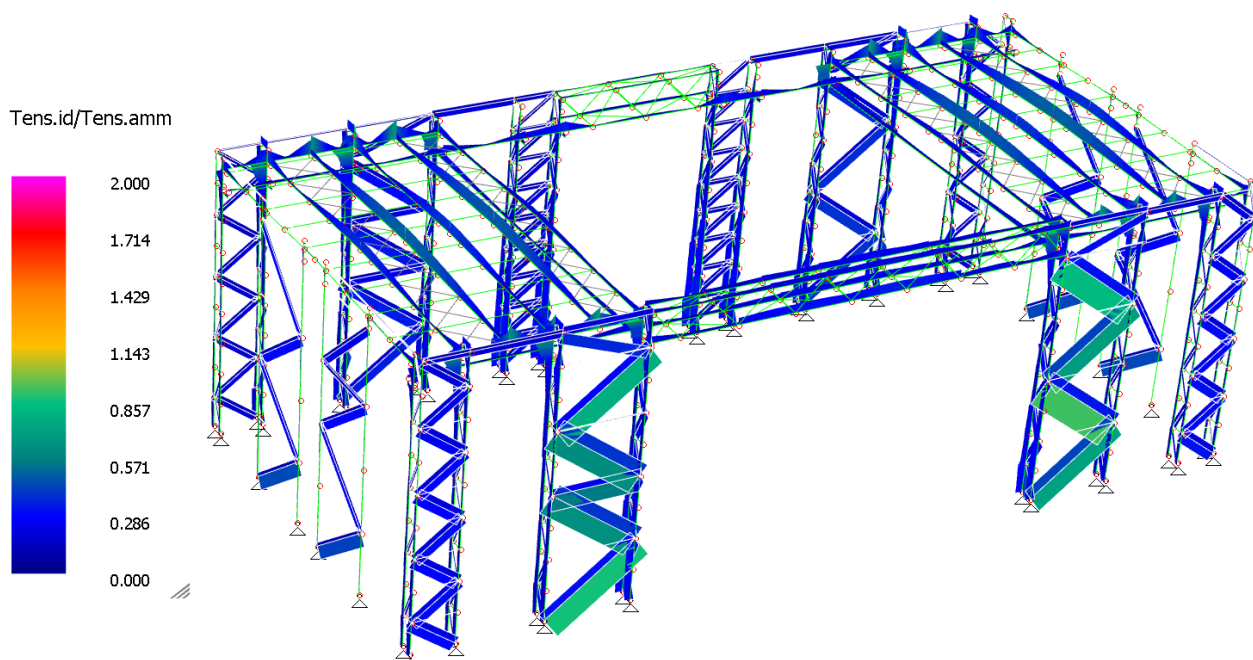


Figura: indice di resistenza.Come si può notare l'indice è sempre minore di 1, quindi tutti gli elementi risultano verificate.

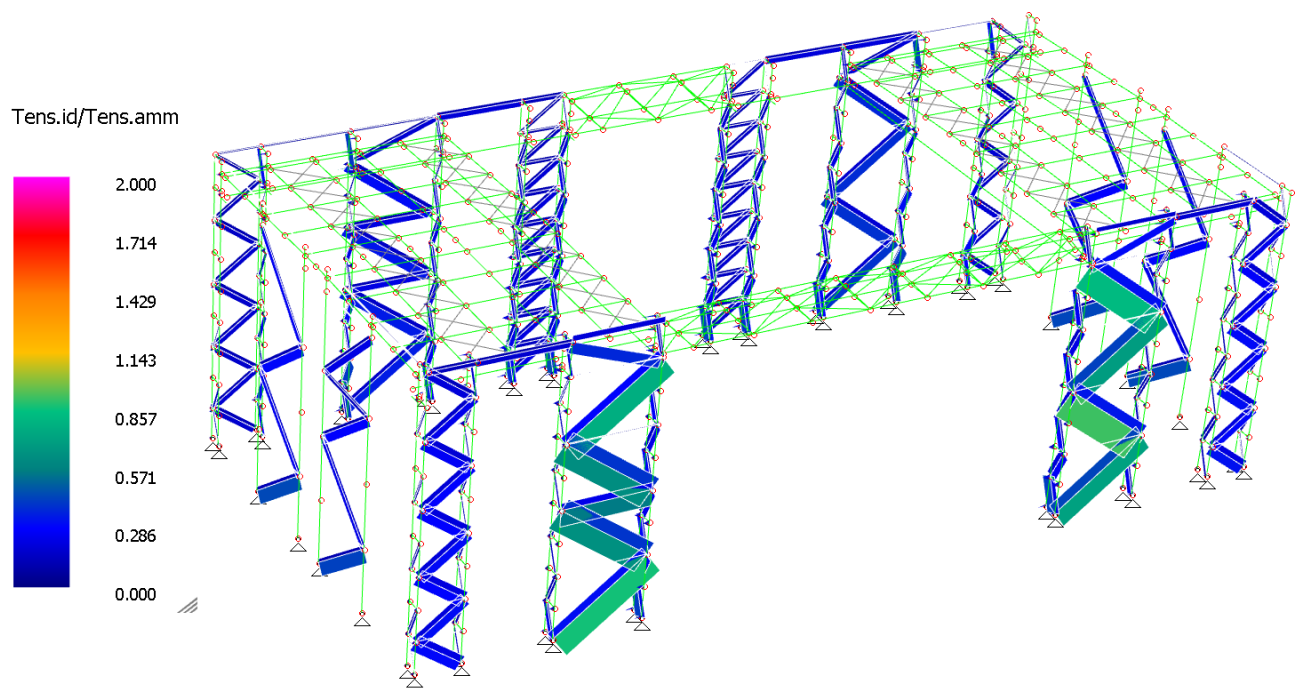


Figura: indice di stabilità. Come si può notare l'indice è sempre minore di 1, quindi tutte le travi risultano verificate.

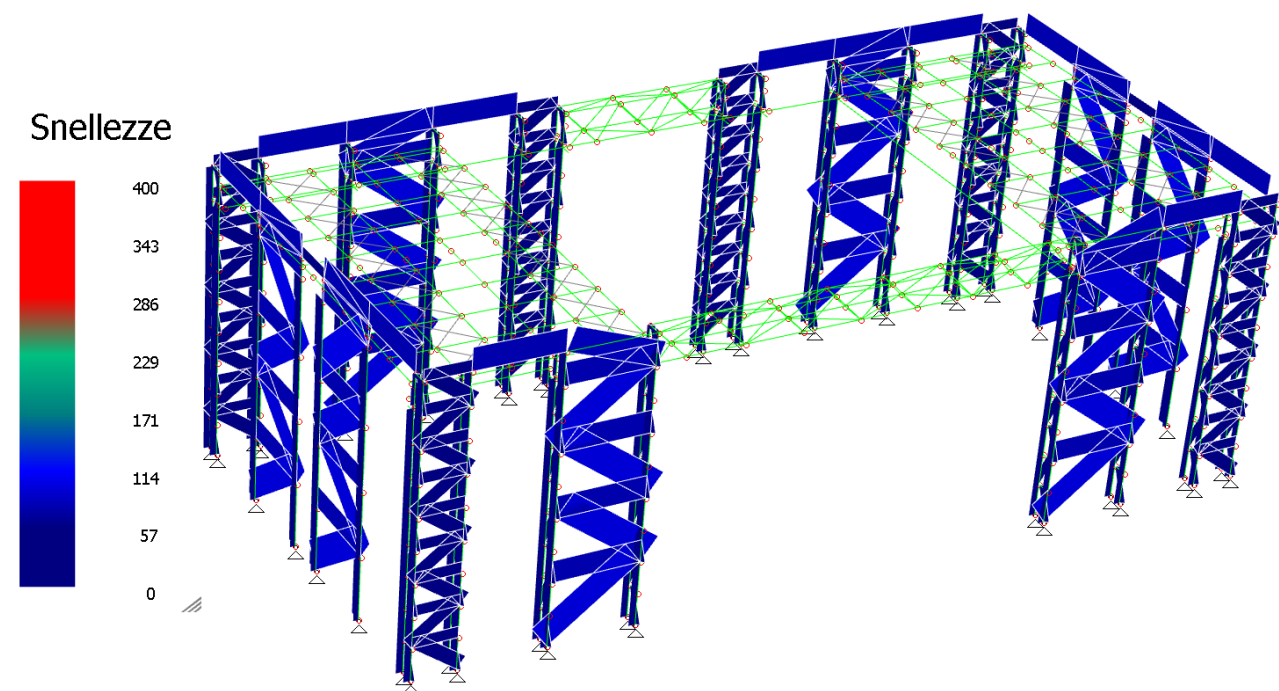
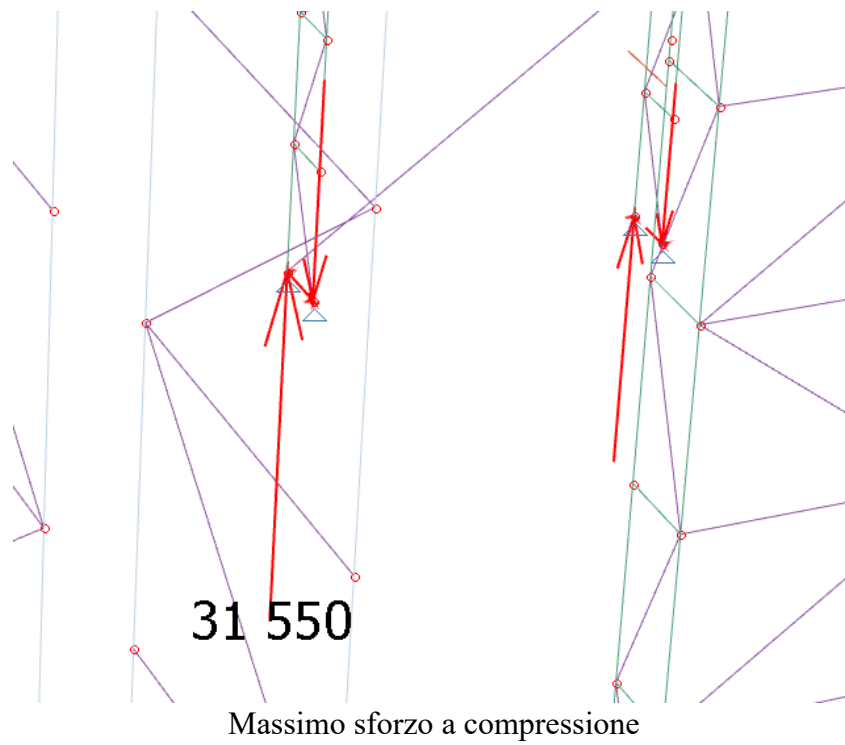


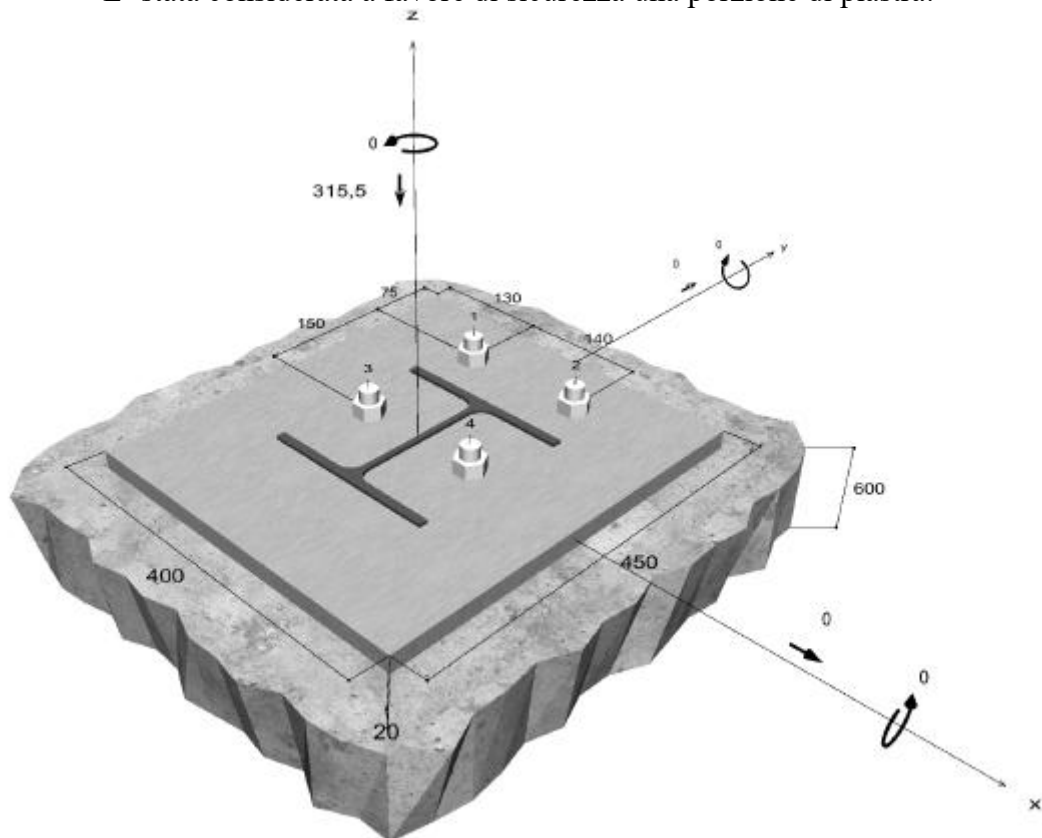
Figura: Rappresentazione snellezze

Vedasi in allegato il tabulato delle verifiche di calcolo.

3.17 VERIFICA COLLEGAMENTO DI BASE COMPRESSIONE MASSIMA



E' stata considerata a favore di sicurezza una porzione di piastra:



Dati di input

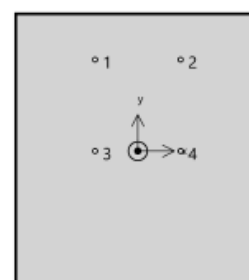
Metodo di progettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Non fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra non riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base 400 mm x 450 mm x 20 mm
Tipo di profilo	HEA 200

Carichi di progetto *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Tipo di carico
1	-315,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Statico

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00

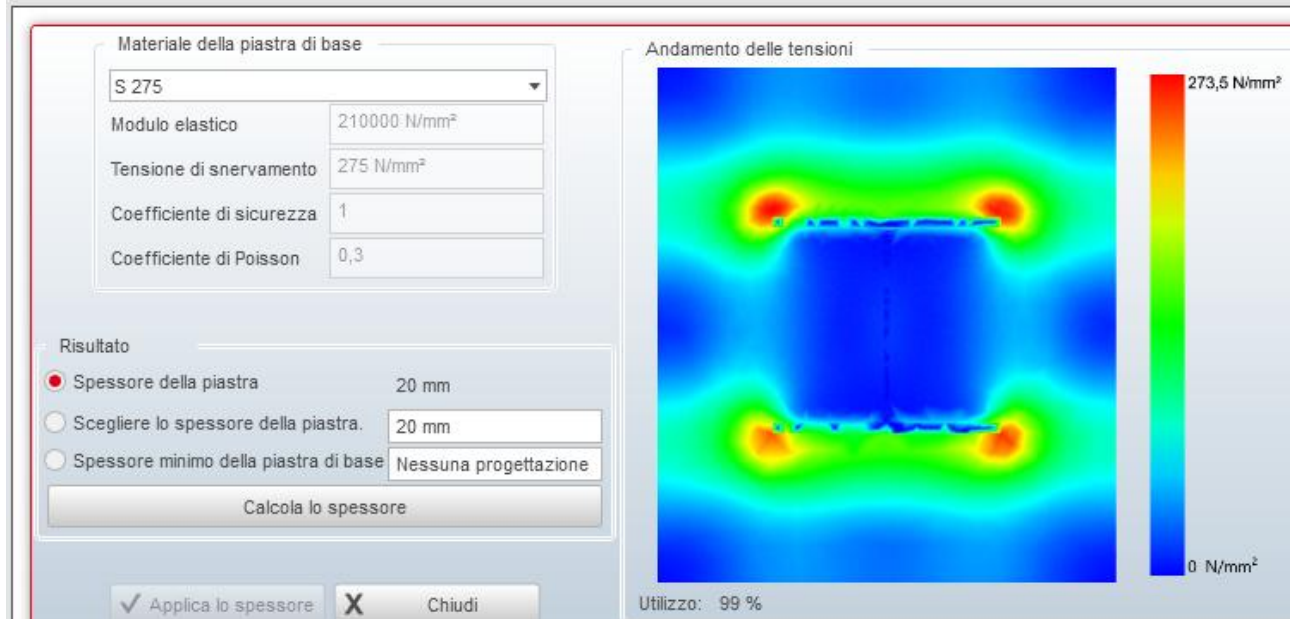


max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0,06 ‰
 max. tensione di compressione del calcestruzzo : 1,8 N/mm²
 Forza risultante di trazione : 0,00 kN , Coordinate x/y (0 / 0)
 Forza risultante di compressione : 315,50 kN , Coordinate x/y (0 / 0)

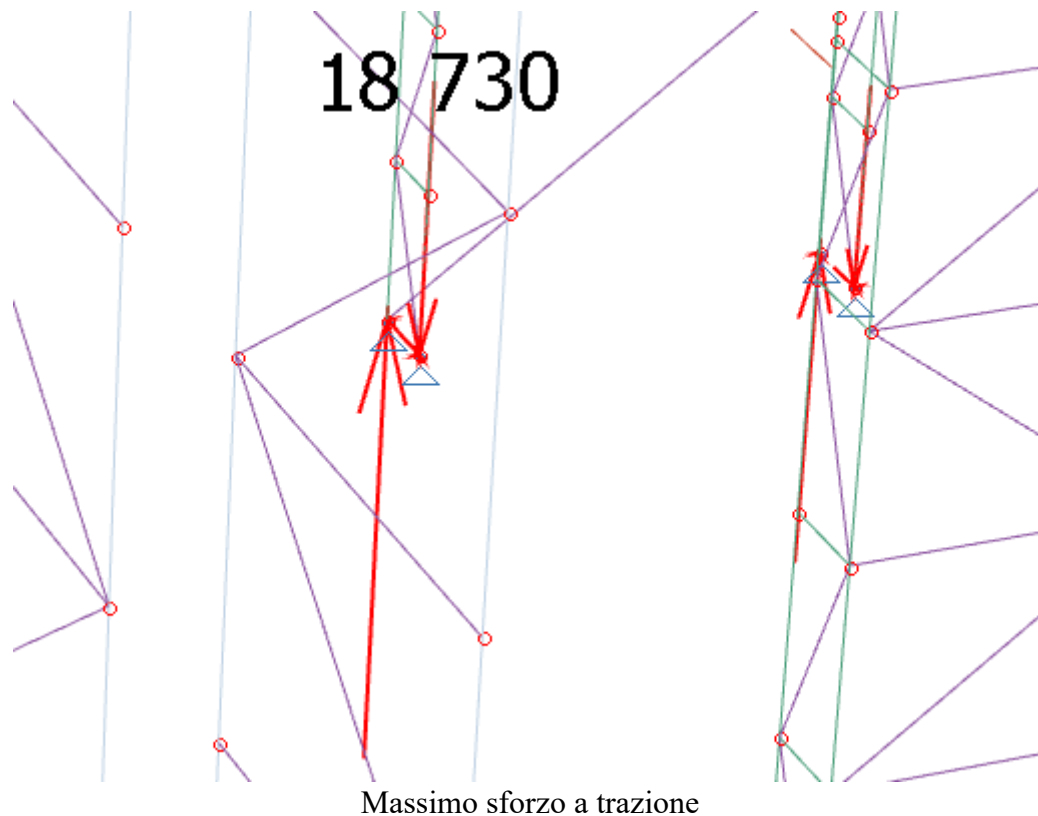
Resistenza alla combinazione di trazione e taglio**Verifica soddisfatta**

Verifica piastra di base

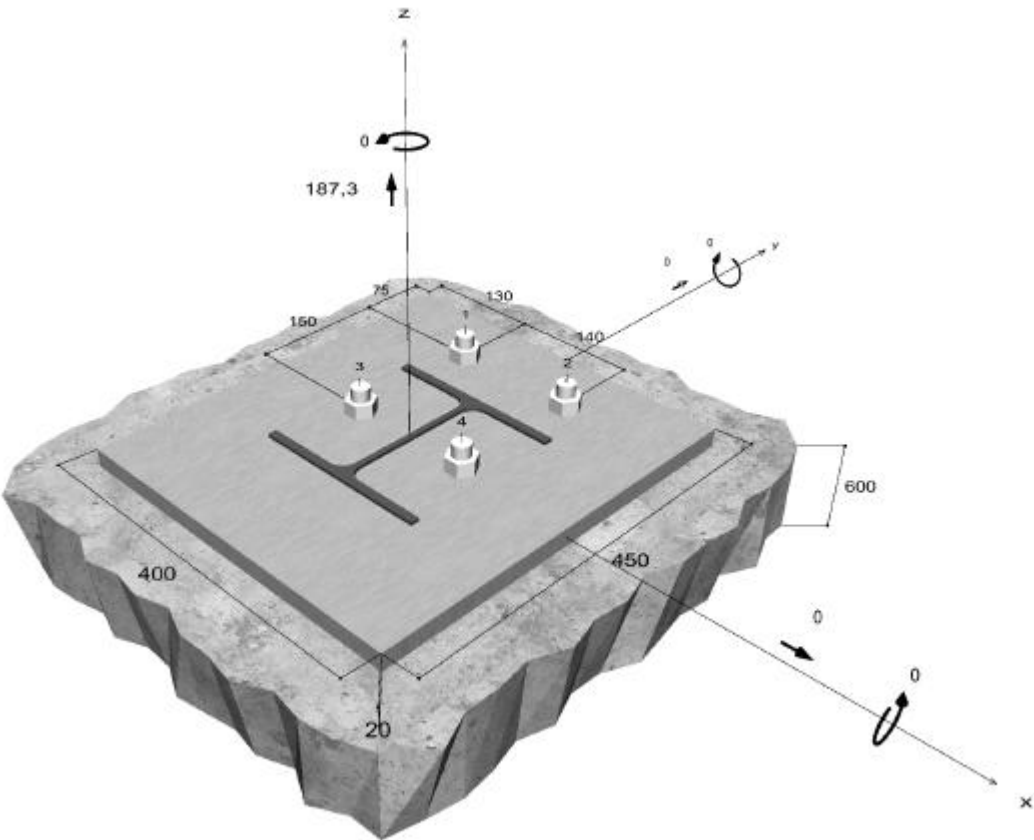
Progettazione agli elementi finiti dello spessore della piastra di base



VERIFICA COLLEGAMENTO DI BASE TRAZIONE MASSIMA



E' stata considerata a favore di sicurezza una porzione di piastra:



Dati di input

Metodo di progettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Non fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra non riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base 400 mm x 450 mm x 20 mm
Tipo di profilo	HEA 200

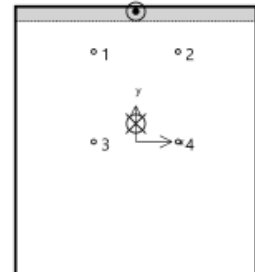
Carichi di progetto ^{*)}

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Tipo di carico
1	187,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Statico

^{*)} I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	21,89	0,00	0,00	0,00
2	21,89	0,00	0,00	0,00
3	86,90	0,00	0,00	0,00
4	86,90	0,00	0,00	0,00



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0,21 ‰
 max. tensione di compressione del calcestruzzo : 6,2 N/mm²
 Forza risultante di trazione : 217,59 kN , Coordinate x/y (0 / 30)
 Forza risultante di compressione : 30,29 kN , Coordinate x/y (0 / 217)

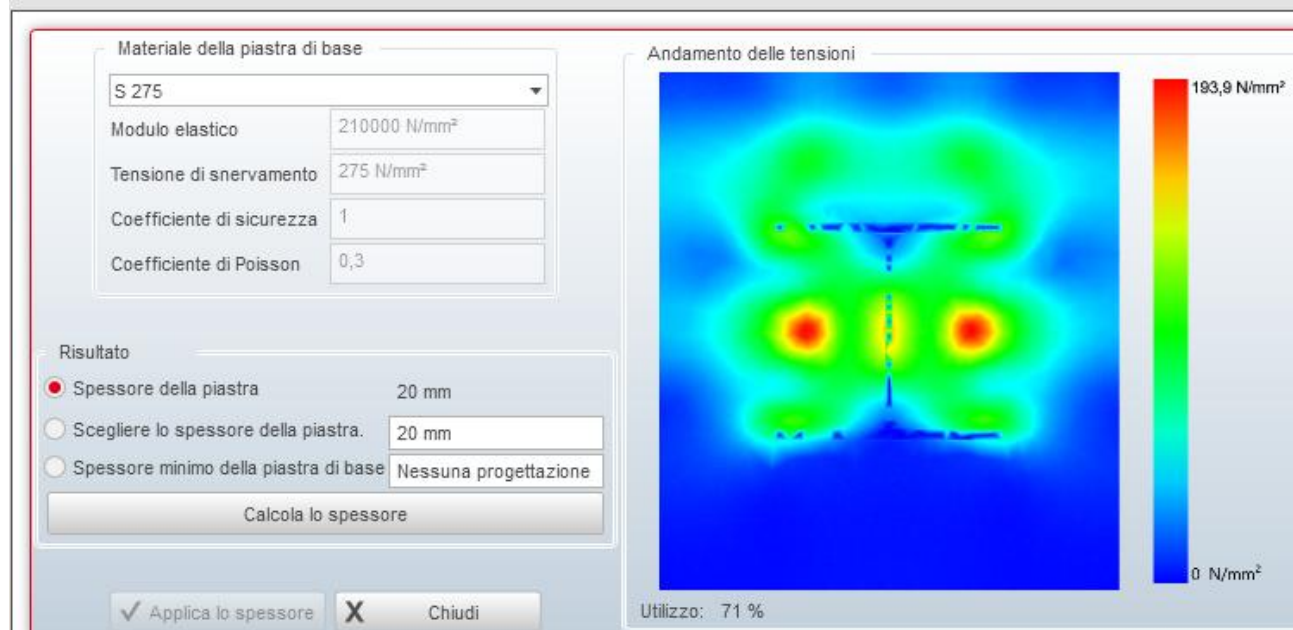
Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_N = \beta_{N,p1} = 1,00 \leq 1$$



Verifica soddisfatta

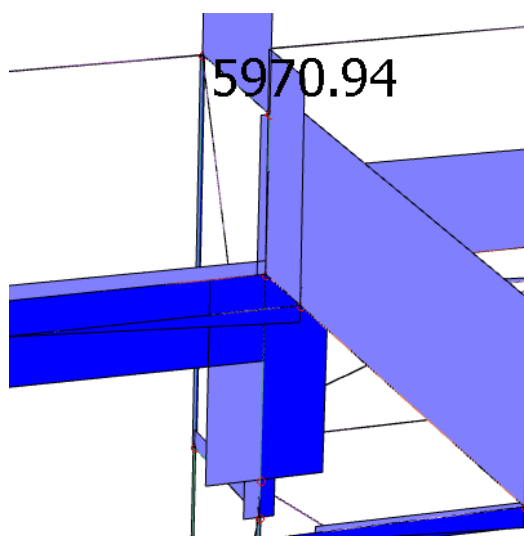
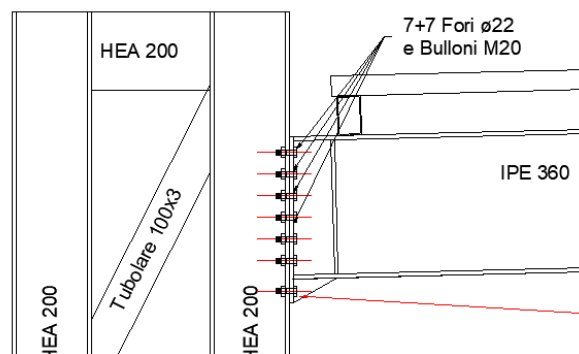
Progettazione agli elementi finiti dello spessore della piastra di base



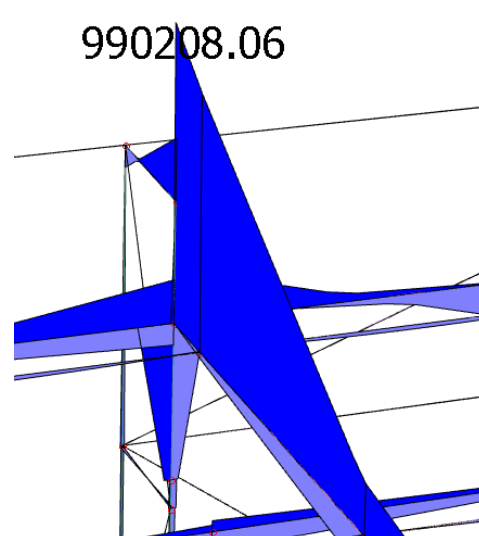
VERIFICHE LOCALI: NODI E CONNESSIONI

Si verificano i nodi più sollecitati

VERIFICHE PIASTRE NODI PRINCIPALI



Sforzo di taglio



Sforzo momento flettent

Momento flettente 990208 Kgcm = 9902 Kgm (a momento si considerano i bulloni di estremità)

Bulloni: (7+7) M20 / 8.8 ($A_n = 245 \text{ mm}^2$)

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times 245 \times 800 / 1,25 = 141.120 \text{ N} = 14.400 \text{ Kg}$$

$$Z_u = 9902 / (2 \times 0,35) = 14145 \text{ Kg}$$

$$Z_u / F_{t,Rd} = 14.145 / 14.400 = 0,98 < 1$$

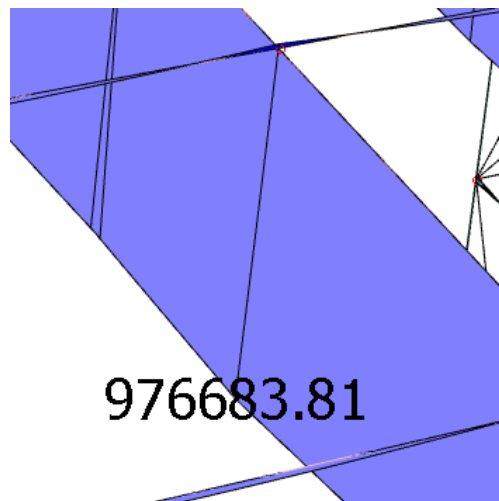
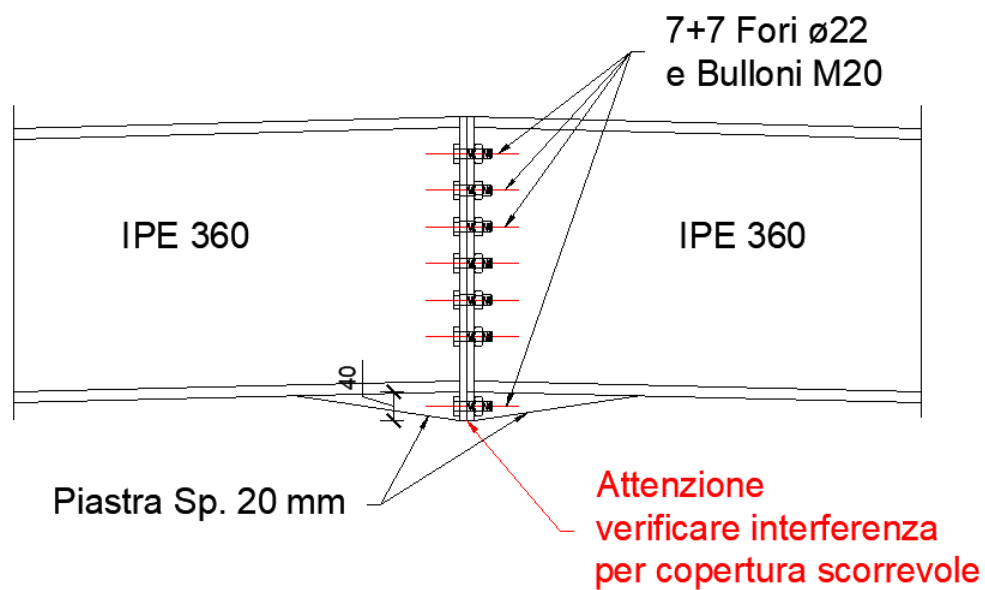
VER.

Taglio 5970 Kg taglio su singolo bullone: $5970 / (5+5) = 597 \text{ Kg}$

Verifica a taglio M20/ 8.8 :

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 245 \times 800 / 1,25 = 94.080 \text{ N} = 9.408 \text{ Kg}$$

VER.



Momento flettente 976683 Kgcm = 9767 Kgm (a momento si considerano i bulloni di estremità)

Bulloni: (7+7) M20 / 8.8 ($A_n = 245 \text{ mm}^2$)

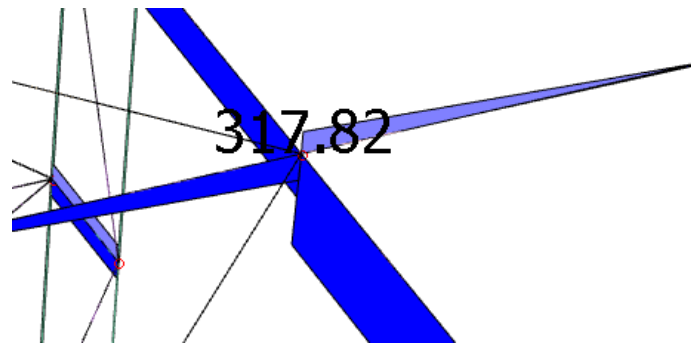
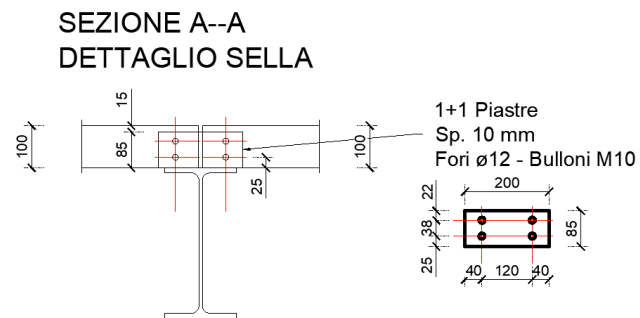
$$F_{t,Rd} = 0,9 \times 245 \times 800 / 1,25 = 141.120 \text{ N} = 14.400 \text{ Kg}$$

$$Z_u = 9767 / (2 \times 0,35) = 13952 \text{ Kg}$$

$$Z_u / F_{t,Rd} = 13.952 / 14.400 = 0,96 < 1$$

VER.

VERIFICHE NODO TRAVE-ARCA RECCIO



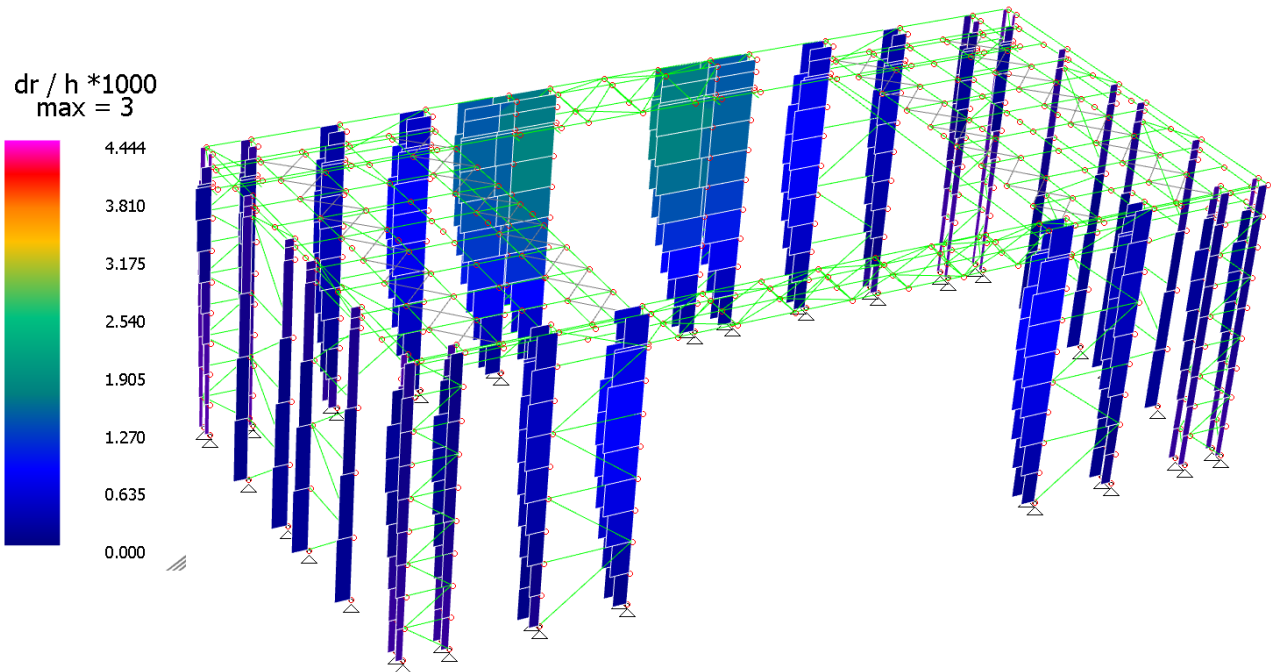
Taglio 317 Kg (anche se è in appoggio si verifica il fissaggio a bulloni per il taglio sismico):

- Verifica a taglio M12/ 8.8 (vista la loro disposizione si verifica la tenuta di un solo bullone:

$$F_{v.Rd} = 0,6 \times 84,3 \times 800 / 1,25 = 3.237 \text{ Kg}$$

VER.

VERIFICA SLO



MASSIMI SPOSTAMENTI RELATIVI DI PIANO (SPOSTAMENTI DI INTERPIANO)

$$\text{Spostamento interpiano} \leq 0.00333333 \, h$$

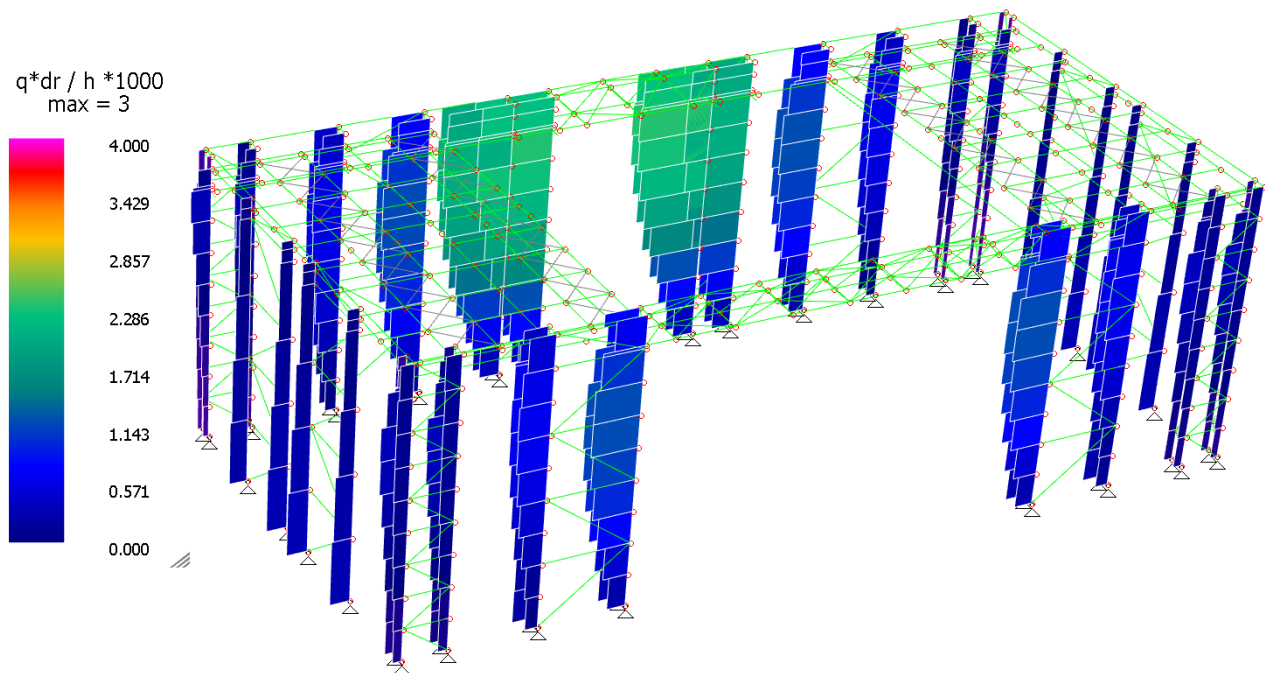
GRUPPO: 1 Pilastrì

N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
354	+1.107e+02	+2.358e-01	+2.131e-03	D2

GRUPPO: 5 Pilastrì sezione composta

N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
30	+2.213e+02	+1.243e-01	+5.617e-04	D1

VERIFICA SLD



MASSIMI SPOSTAMENTI RELATIVI DI PIANO (SPOSTAMENTI DI INTERPIANO)
Spostamento interpiano $\leq 0.003 h$

GRUPPO: 1 Pilastri

N pil	altezza h	$q \cdot \eta$	$q \cdot \eta / h$	comb
347	+1.107e+02	+3.023e-01	+2.732e-03	D2

GRUPPO: 5 Pilastri sezione composta

N pil	altezza h	$q \cdot \eta$	$q \cdot \eta / h$	comb
30	+2.213e+02	+1.542e-01	+6.968e-04	D1

VERIFICA INTERAZIONE CON L'ESISTENTE

La struttura di sostegno esistente era stata precedentemente approfondita da una relazione che si allega di cui si riportano alcuni stralci:

4.4.5 COPERTURA PALCOSCENICO

Per quanto concerne la copertura del palcoscenico i carichi trasferiti alle strutture in c.a. sottostanti sono stati desunti dal progetto della struttura di copertura (v. relazione di calcolo delle strutture di copertura del palcoscenico).

Al modello generale del fabbricato vengono quindi applicate le reazioni vincolari verticali ed orizzontali derivanti dalla struttura realizzata sul solaio di copertura, costituita sia dalle travi in c.a. di basamento che dalla struttura metallica di copertura del solaio, come evidenziato nelle figure seguenti. Il reticolo di travi in c.a. è separato dal solaio di copertura del parcheggio tramite lastre in polistirolo, esso appoggia direttamente sui setti nei punti evidenziati in figura.

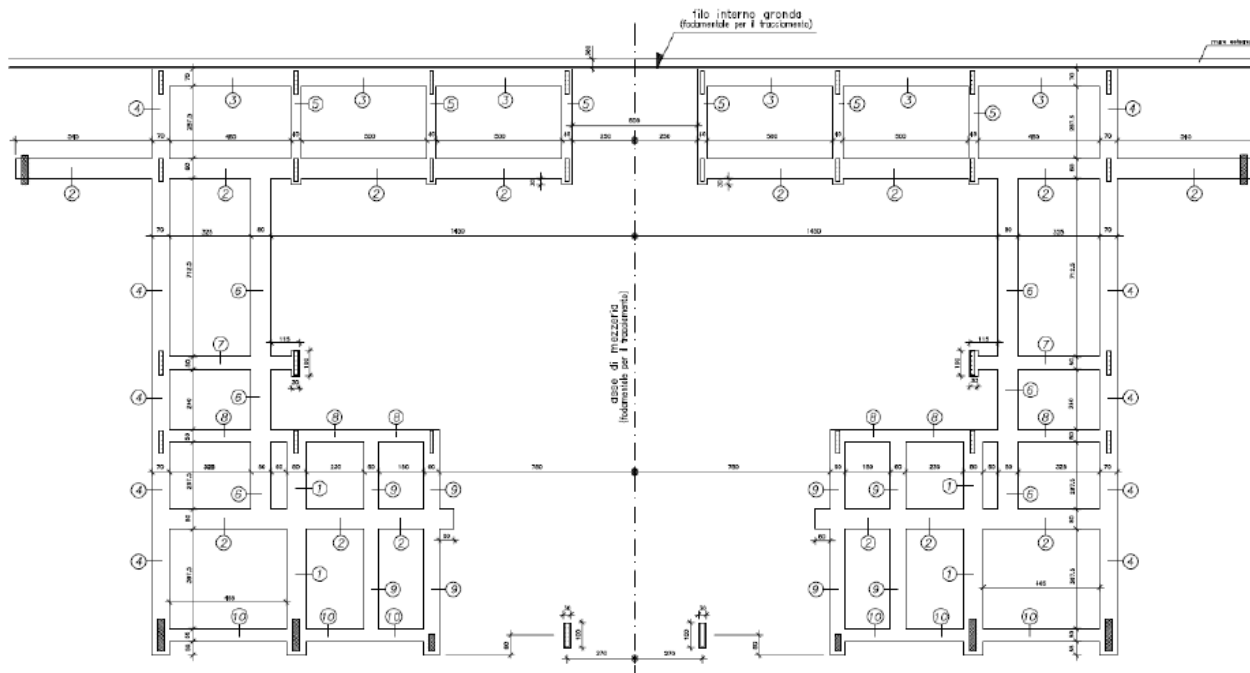


Fig. 6 - Travi di basamento in copertura

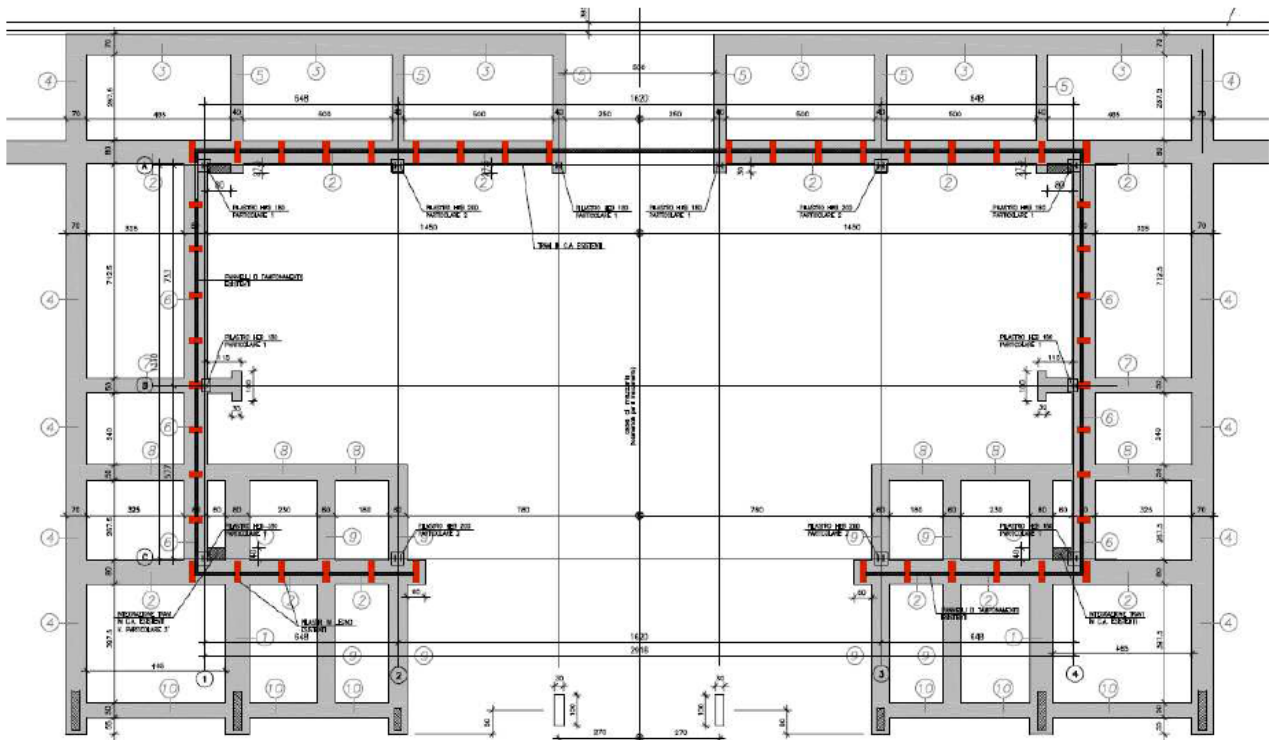


Fig. 7 - Travi di basamento

I carichi sono trasmessi in corrispondenza dei setti portanti sottostanti.

I valori delle reazioni ottenute dal calcolo della struttura di copertura sono riportate nelle figure seguenti per ogni condizione di carico elementare.

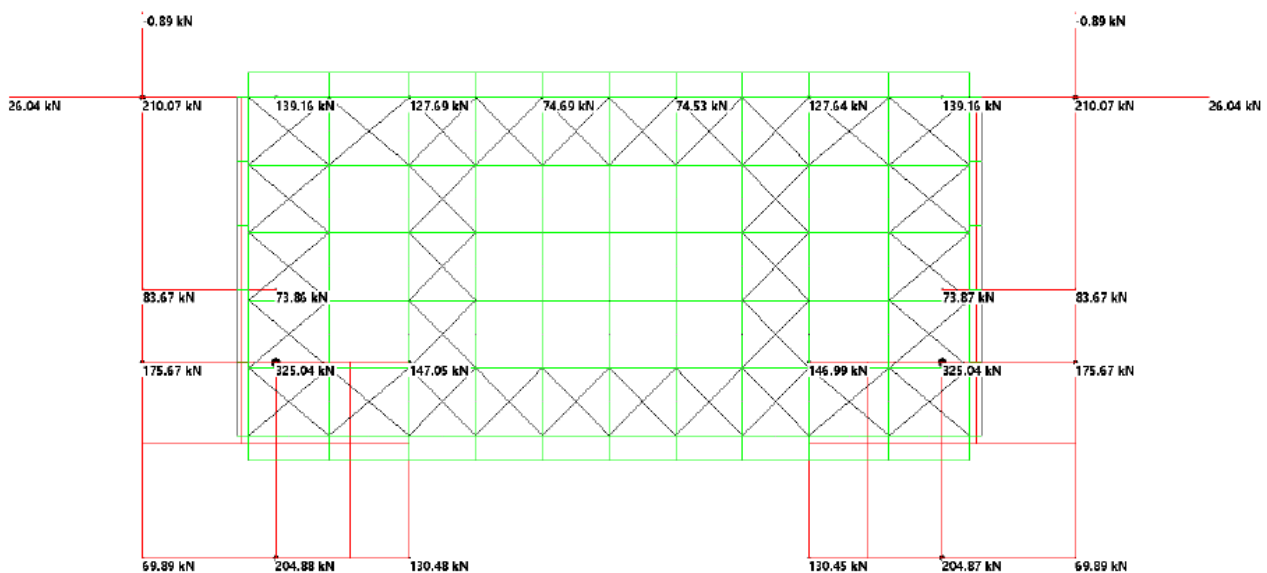


Fig. 8 - c.c. n. 1 pesi propri

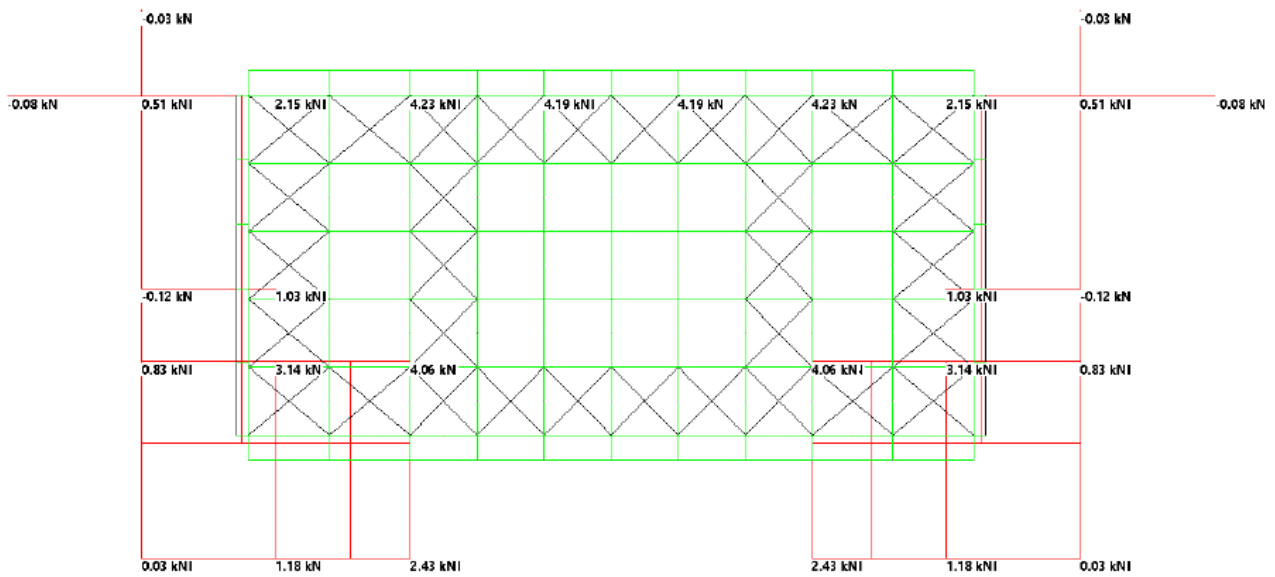


Fig. 9 - c.c. n. 1 pesi permanenti

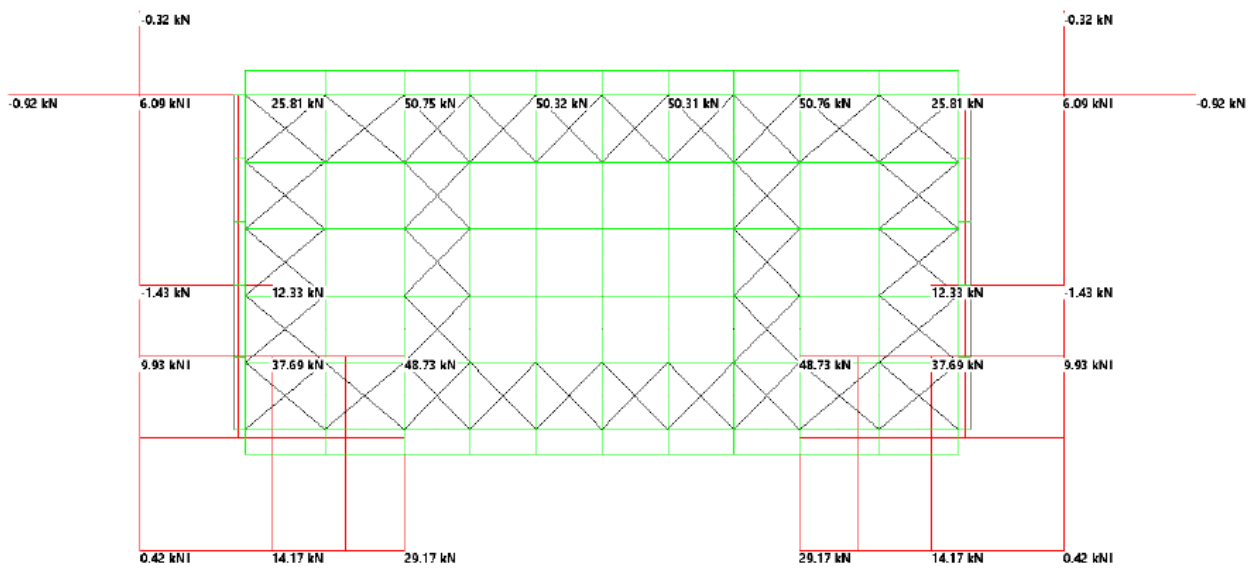


Fig. 10 - c.c. n. 1 carichi variabili

i carichi ottenuti vengono quindi applicati in sommità ai setti sui quali appoggiano le travi basamento evidenziati nella figura seguente.

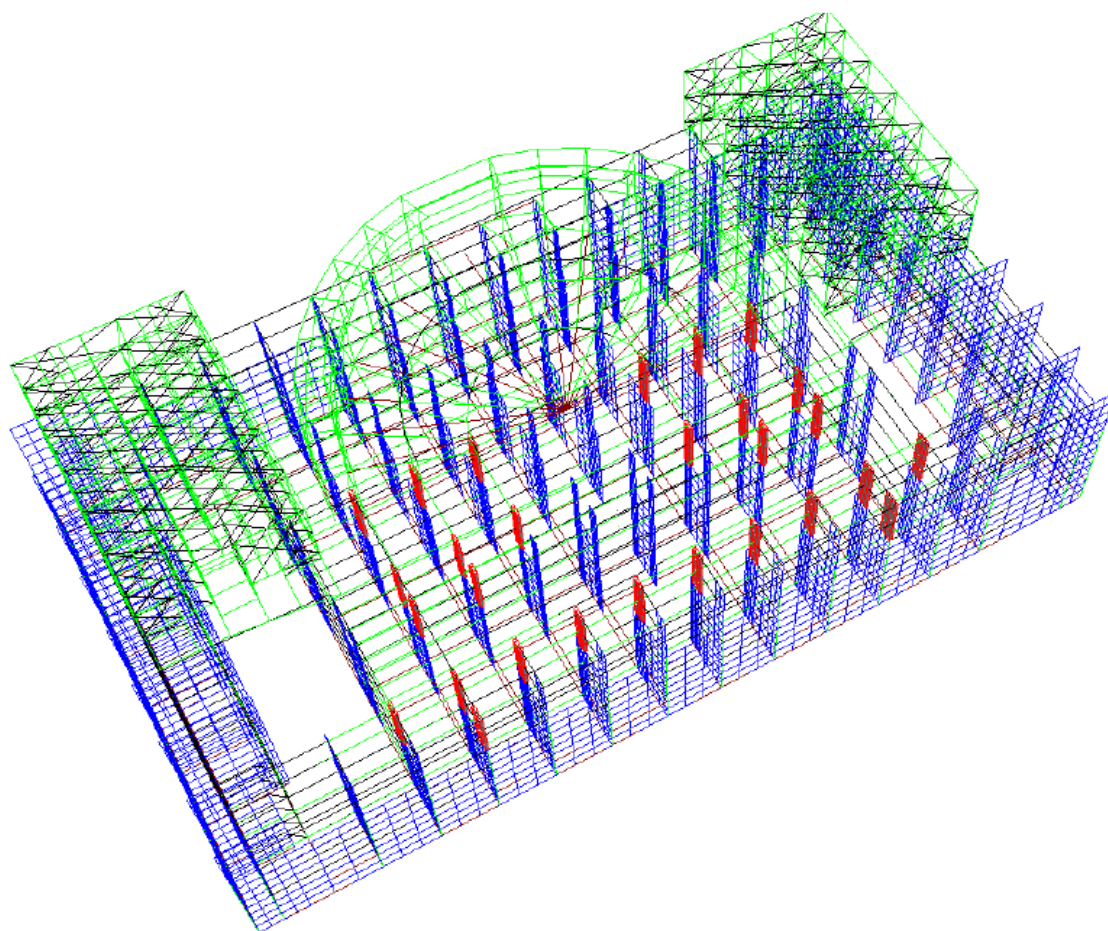


Fig. 11 – setti di sostegno delle travi di basamento

Ne discende che i carichi derivanti dalla copertura del palcoscenico non gravano sul solaio di copertura dell'autorimessa ma unicamente sui setti che lo sostengono.

La risultante complessiva dei carichi verticali agenti vale:

$$N_{\text{tot}} = 1084 \text{ kN}$$

E coinvolge una superficie di estensione pari a 29.20×13.10 mt pari a 382.50 mq.

Il peso derivante dalla copertura del palcoscenico ha un'incidenza per metro quadrato pari a :

$$q = 1084 / 382.50 = 2.83 \text{ kN/mq}$$

sostanzialmente coincidente con l'incidenza assunta in via preliminare di dimensionamento di massima (2.85 kN/mq).

Per una migliore comprensione della distribuzione dei carichi suddetti si riporta la pianta del piano piazza con indicazione delle tipologie di carico adottate.

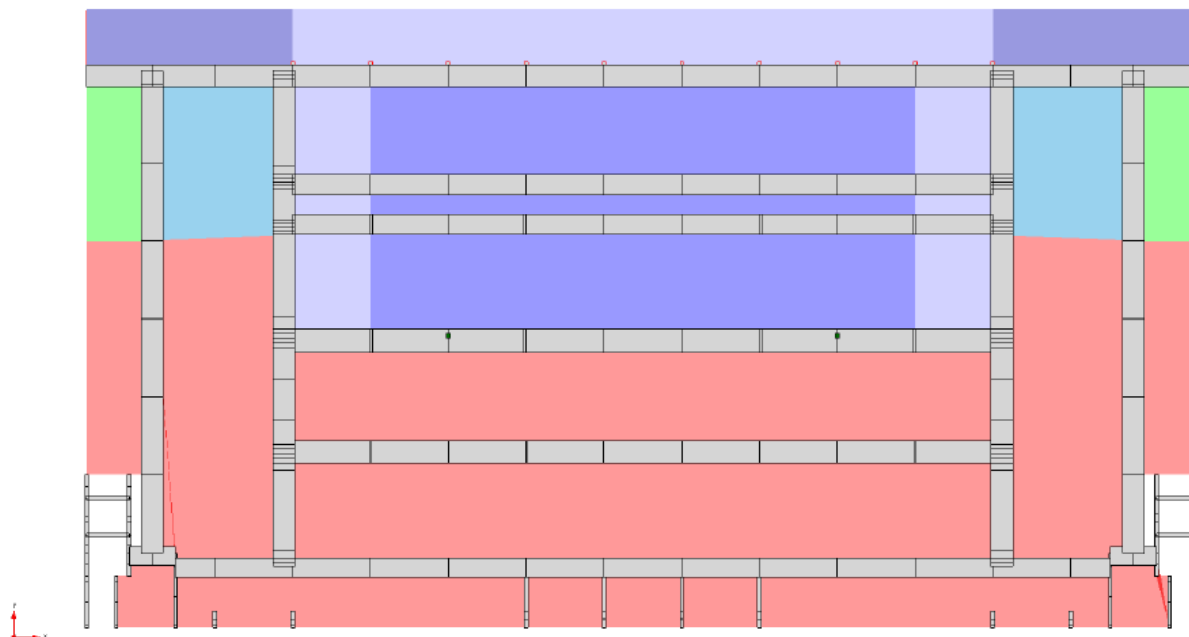
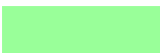


Fig. 12 - Pianta solai impalcato di copertura

	solaio piano piazza
	Solaio copertura palcoscenico
	Solaio copertura corridoi
	Solaio copertura sale prova
	Solaio copertura camerini/locali tecnici
	Solaio piano piazza palcoscenico

Tipo Solaio
✕

Numero del tipo solaio corrente:

Descrizione:

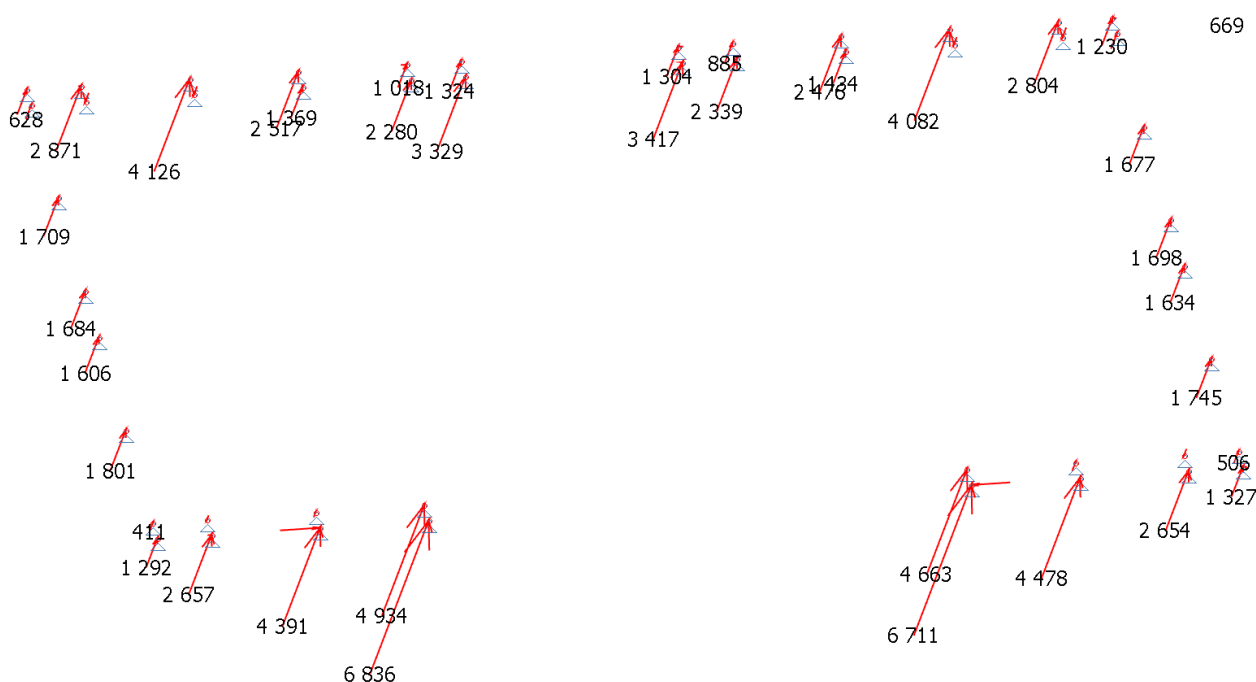
UM: kN/m²

		Moltiplicatori	X	Y	Z
Peso Proprio	4.75		0	0	-1
Sovr.Permanente	4.8		0	0	-1
Sovr.Accidentale	5.5		0	0	-1

Altezza complessiva: cm
 Colore

Si evince che la struttura in progetto rientra pienamente nei carichi considerati per le verifiche effettuate, per questo si ritiene che tali verifiche siano perfettamente rispondenti alle presenti strutture in progetto.

VERIFICA CARICHI PROGETTUALI:



Rappresentazione carichi peso proprio e permanente:

Carico totale peso proprio e permanente:

$$93508 \text{ Kg} / 382,50 \text{ mq} = 244 \text{ Kg/mq}$$

Tale carico è perfettamente rispondente al carico considerato nelle verifiche
244 Kg/mq inferiore a 480 Kg/mq

Il carico accidentale pari a 550 Kg/mq verifica i carichi accidentali presenti (normali affollamenti e neve in copertura)

3.17 RELAZIONE SUI MATERIALI

Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera

Acciaio per Carpenteria metallica

Proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale

Modulo Elastico: $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ (210.000 N/mm^2)

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale: $G = E / [2*(1+\nu)]$ (N/mm^2)

Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12*10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per $T < 100^\circ\text{C}$)

Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche minime dei materiali

	S235	S275	S355	S355
tensione di rottura	360 N/mm ²	430 N/mm ²	510 N/mm ²	550 N/mm ²
tensione di snervamento	235 N/mm ²	275 N/mm ²	355 N/mm ²	440 N/mm ²

Bulloneria

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	f_{tb} (N/mm ²)	f_{yb} (N/mm ²)	$f_{k,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,V}$ (N/mm ²)
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

legenda:

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0.7 f_t$ ($f_{k,N} = 0.6 f_t$ per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$ essendo f_{tb} ed f_{yb} le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ = resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ = resistenza di calcolo a taglio

4.RELAZIONE TECNICA PRELIMINARE RELATIVA AI CONSOLIDAMENTI STRUTTURALI TEATRO DUE PARMA

4.1 OGGETTO

La presente relazione è relativa alle prime indicazioni sugli interventi di miglioramento statico e sismico della struttura nell'ambito dell'espletamento del servizio relativo ai consolidamenti strutturali estrapolati dalla campagna di indagini effettuate nella valutazione di vulnerabilità sismica.

4.2 SINTESI DELLE VULNERABILITÀ RISCONTRATE E/O POSSIBILI

Come trattato nella vulnerabilità sismica e da quanto è stato possibile riscontrare nel corso dei sopralluoghi e della campagna conoscitiva condotta, dal punto di vista statico il corpo originario in muratura non mostra carenze e/o vulnerabilità evidenti. Le strutture si presentano in discreto stato di conservazione e questo vale sia per le strutture resistenti ai carichi verticali che per i vari tipi di orizzontamenti presenti.

Lo stesso dicasi per quanto riguarda l'appendice in carpenteria metallica: in riferimento alle azioni derivanti dai carichi gravitazionali, anche alla luce delle elaborazioni numeriche e dei sopralluoghi effettuati dai quali non sono emerse carenze o segni di dissesto in atto, si può affermare che la struttura sia staticamente idonea.

Per quanto riguarda la vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche il corpo in muratura, allo stato attuale, presenta un assetto strutturale molto complesso e una **forma estremamente allungata** che, oltre a rappresentare di per sé una caratteristica di debolezza, porta ad una **insufficienza di elementi resistenti a taglio sul lato corto**.

Oltre a ciò, il generoso spessore murario, unitamente ai continui rimaneggiamenti subiti dal fabbricato nel tempo, rendono **molto improbabile la presenza di connessioni sufficienti ai cantonali**, come evidenziato anche dai numerosi saggi visivi effettuati in prossimità delle intersezioni tra i martelli. A questo va aggiunto il riscontro di **numerosi e profonde nicchie nella muratura** che rappresentano un non trascurabile elemento di vulnerabilità in quanto interrompono la continuità dei maschi murari.

Nel definirne le possibili vulnerabilità sotto l'azione sismica occorre inoltre notare le grandi luci degli ambienti, sia nelle dimensioni in pianta che in alzata, con la presenza dei due ambienti principali (Sala Grande e Sala Bignardi) che creano consistenti variazioni di rigidità oltre, come già detto, a **setti murari ad interesse eccessivo e privi di elementi controventanti**.

Infine, altri fattori di rischio possono riscontrarsi in elementi non necessariamente strutturali o portanti, ma comunque fonte di pericolo per la loro elevata vulnerabilità.

Si fa riferimento, in questo caso, all'ingresso principale del fabbricato dove le pareti in muratura sono rivestite con lastre di travertino, molto probabilmente incollate. Risulta evidente come, in fase sismica, tale collegamento non garantisca contro **il distacco di questi elementi**. Infine, vulnerabilità non direttamente riconducibile alle strutture portanti ma di assoluto interesse ai fini dell'incolumità pubblica è quella che riguarda i due corpi in ampliamento, di recente realizzazione, disposti simmetricamente ai lati dell'ingresso principale lungo via Basetti. Tali ambienti, ospitanti le uscite di sicurezza dei due Spazi, presentano struttura portante in carpenteria metallica tamponata con blocchi di calcestruzzo. Le tamponature che si sviluppano per l'intera lunghezza delle appendici e per un'altezza di circa 9 m, **risultano prive di ritegno e quindi altamente vulnerabili nei confronti di azioni sismiche che le interessino fuori dal proprio piano** andando quindi incontro a meccanismi di ribaltamento semplice.

Per quanto riguarda l'appendice in carpenteria metallica, in riferimento alle sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche, dalle elaborazioni numeriche emerge un quadro complessivamente accettabile con un livello di sicurezza pari all'85% rispetto al valore di progetto.

4.3 PRIME INDICAZIONI SUI POSSIBILI INTERVENTI

PREMESSA

Il progetto si dovrà porre l'obiettivo del consolidamento statico e il miglioramento sismico della fabbrica, intervenendo prevalentemente sulla risoluzione di criticità locali, sui collegamenti, sul controllo dei carichi, e, ove possibile, migliorando le caratteristiche meccaniche delle murature portanti.

VINCOLI PROGETTUALI

I principali vincoli dei quali occorre tenere conto sono di diversa natura. In primo luogo si dovranno tenere in considerazione gli interventi precedenti che, nel corso dell'ultimo secolo, hanno interessato il fabbricato e lo hanno condotto all'organismo edilizio attuale. Di principale importanza è poi la destinazione d'uso dell'immobile oggetto di intervento, che ricade in classe d'uso III, ovvero costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi in quanto sede della Fondazione Teatro Due.

IDONEITA' STATICA E INCREMENTO DELLA SICUREZZA STRUTTURALE IN FASE SISMICA

Strategia generale

L'ipotesi progettuale, volta ad incrementare la sicurezza statica e sismica del complesso, nasce, ovviamente, con l'obiettivo di sanare le lacune riscontrate in questa prima fase.

Il progetto degli interventi di natura strutturale da realizzare sull'edificio va nella direzione della riduzione della vulnerabilità sismica della fabbrica, ottenendo quindi un miglioramento delle sue prestazioni sia in condizioni statiche che sotto l'azione di forze sismiche.

Il passo iniziale è sicuramente quello di risolvere eventuali criticità statiche, che possono compromettere da subito il pieno utilizzo dell'immobile.

Di seguito occorre quindi procedere ad inibire l'attivazione dei meccanismi di primo modo ritenuti più probabili e che a tutti gli effetti rappresentano il coefficiente di rischio sismico più basso dell'intero complesso.

L'inserimento di connessioni efficaci dovrà essere diffuso e non limitato al solo inserimento di elementi di controvento, in quanto proprio questo intervento permette agli edifici in muratura di tendere ad un comportamento scatolare: si dovranno quindi prevedere interventi volti a migliorare le connessioni dei cantonali (perforazioni armate) e i collegamenti fra murature e orizzontamenti (tiranti) non potendo ritenere totalmente efficaci quelli comunque presenti.

Prime indicazioni e fasi degli interventi

Al fine di raggiungere il risultato preposto, un progetto complessivo dovrà prevedere una serie di interventi in grado di incidere sui vari elementi strutturali componenti la fabbrica, agendo su vari aspetti. Il complesso degli interventi dovrà quindi tendere, per quanto possibile, a ricondurre l'edificio ad un comportamento di tipo scatolare, con l'azione sismica che, agente al livello dei piani rigidi, si distribuisce sulle pareti ortogonali ad essa e viene scaricata sulle murature di controvento che la riconducono a terra.

Pur con l'obiettivo di un intervento unitario, nell'affrontare un eventuale progetto di adeguamento statico e miglioramento sismico si possono comunque individuare dei livelli di priorità. Si propongono quindi le seguenti fasi:

1) *risoluzione delle criticità statiche (scale a chiocciola, archi)*

2) *interventi prioritari di rafforzamento locale*

1) Risoluzione delle criticità statiche: scale a chiocciola

I due vani scala originari appaiono realizzati con pianerottoli a sbalzo e soletta rampante in c.a. con gradini riportati. Il quadro fessurativo rilevato, ripetuto lungo lo sviluppo della parte a elica, sembra riconducibile a fenomeni di flessione eccessiva della struttura delle rampe.

Tali rampe, in base alle limitate indagini condotte e di seguito evidenziate, suggeriscono la presenza di una struttura portante costituita da pianerottoli a sbalzo e soletta rampante in c.a. con gradini riportati.



Il quadro fessurativo rilevato, ripetuto lungo lo sviluppo della parte a elica, risulta riconducibile a fenomeni di flessione eccessiva della struttura.



Lesioni ripetute in corrispondenza dei vani scala originari

Per ripristinare e consolidare tale scala il sottoscritto ritiene opportuno un rinforzo di tipo flessionale all'intradosso della rampa mediante l'applicazione di malta fibrata a basso spessore, questo per rinforzare e ripristinare la monoliticità dell'elemento e sia per non incrementare sostanzialmente i carichi stessi.

La procedura d'applicazione potrebbe riassumersi nei seguenti passaggi:

Preparazione del supporto: Rimossi gli eventuali strati di intonaco ammalorati o decoesi dal supporto, irruvidire il substrato in calcestruzzo (asperità di almeno 5 mm, pari al grado 8 del "Kit collaudo preparazione supporti in c.a. e muratura") della soletta inferiore in c.a. mediante scarifica meccanica ed esportare in profondità l'eventuale calcestruzzo ammalorato; questa asportazione deve proseguire fino al raggiungimento dello strato di calcestruzzo con caratteristiche di buona solidità, omogeneità e comunque non carbonatato, e deve interessare anche ogni altro elemento che possa fungere da falso aggrappo ai successivi trattamenti e/o getti. Successivamente rimuovere accuratamente la ruggine dai ferri d'armatura, che devono essere puliti mediante spazzolatura (manuale o meccanica) o sabbiatura. Pulire il substrato, eliminando qualsiasi residuo di polvere, grasso, oli e altre sostanze contaminanti con aria compressa o idropulitrice, e bagnare a rifiuto fino ad ottenere un substrato saturo, ma privo di acqua in superficie.

Ricostruzione monolitico della parte inferiore della soletta in c.a. e trattamento dei ferri di armatura: Realizzare la protezione dei ferri e il ripristino volumetrico del calcestruzzo mancante a seguito della completa pulizia dell'intradosso in c.a. della rampa mediante la geomalta tixotropica di tipo Geolite. Eseguire la ricostruzione manualmente, nel rispetto delle corrette tecniche applicative. L'applicazione deve garantire il riempimento di tutte le cavità e l'inglobamento dei ferri d'armatura nella malta da ripristino. Appena la malta va in presa, irruvidire la superficie intradossale (asperità di almeno 5 mm, pari al grado 8 del "Kit collaudo preparazione supporti in c.a. e muratura"), al fine di favorire l'adesione del successivo strato di rinforzo.

Applicazione del sistema di rinforzo: Ultimata la ricostruzione del calcestruzzo inferiore, a malta indurita, ovvero non appena entrata in presa, realizzare il sistema di rinforzo strutturale tipo Steel Reinforced Grout Geosteel SRG (abbinamento di fibra di acciaio e malta minerale strutturale tixotropica a base di Geolegante), lungo l'intero sviluppo longitudinale della rampa in c.a. all'intradosso e comunque secondo le indicazioni progettuali. Applicare una prima mano di Geolite, garantendo sul supporto una quantità di materiale sufficiente (spessore medio 3 – 5 mm) per adagiare e inglobare il tessuto di rinforzo. Successivamente applicare sulla matrice ancora fresca il tessuto in fibra d'acciaio galvanizzato UHTSS Geosteel G, garantendo il perfetto inglobamento del nastro nello strato di matrice, esercitando un'energica pressione con la spatola e avendo cura che la stessa fuoriesca dai trefoli per garantire un'ottima adesione fra primo e secondo strato di matrice. Nei punti di giunzione longitudinale, sovrapporre due strati di tessuto in fibra di acciaio per almeno 30 cm. Concludere l'applicazione, agendo fresco su fresco, con la rasatura finale protettiva (spessore complessivo del rinforzo 5 – 8 mm), sempre realizzata con Geolite, al fine di inglobare totalmente il rinforzo e chiudere eventuali vuoti sottostanti.

VERIFICA STRUTTURALE

Si verifica che la soletta resista ad un sovraccarico accidentale pari a 200 Kg/mq.

Analisi dei carichi:

Peso proprio soletta: $0,15 \times 2400 = 360$ Kg/mq

Peso proprio riempimento: $0,1 \times 1400 = 140$ Kg/mq

Peso proprio pietra superiore 40 Kg/mq

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Si fa riferimento alla combinazione di carico impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{Q1}Q_1$$

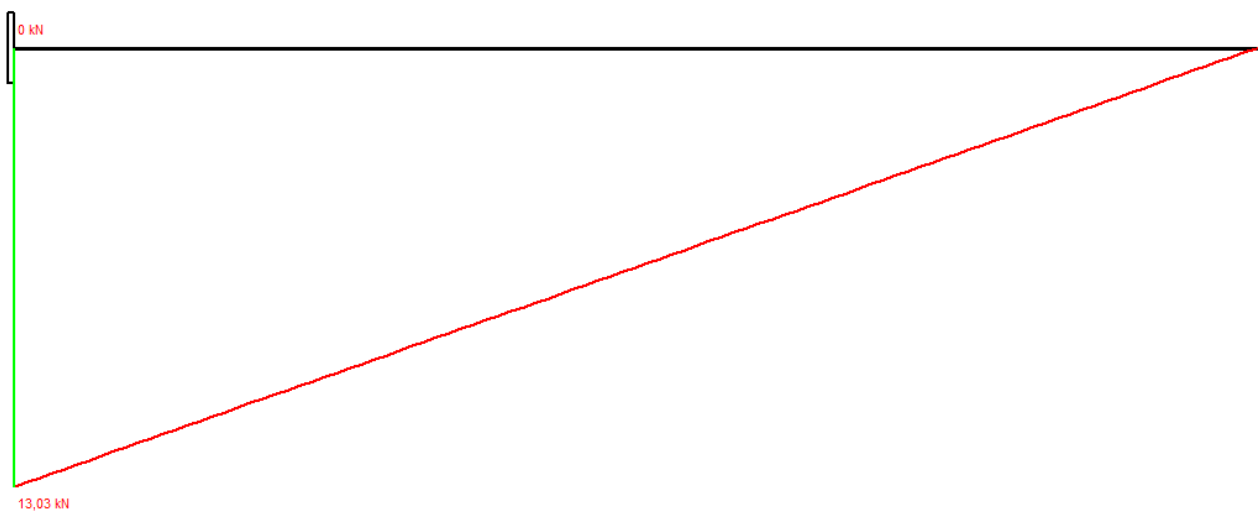
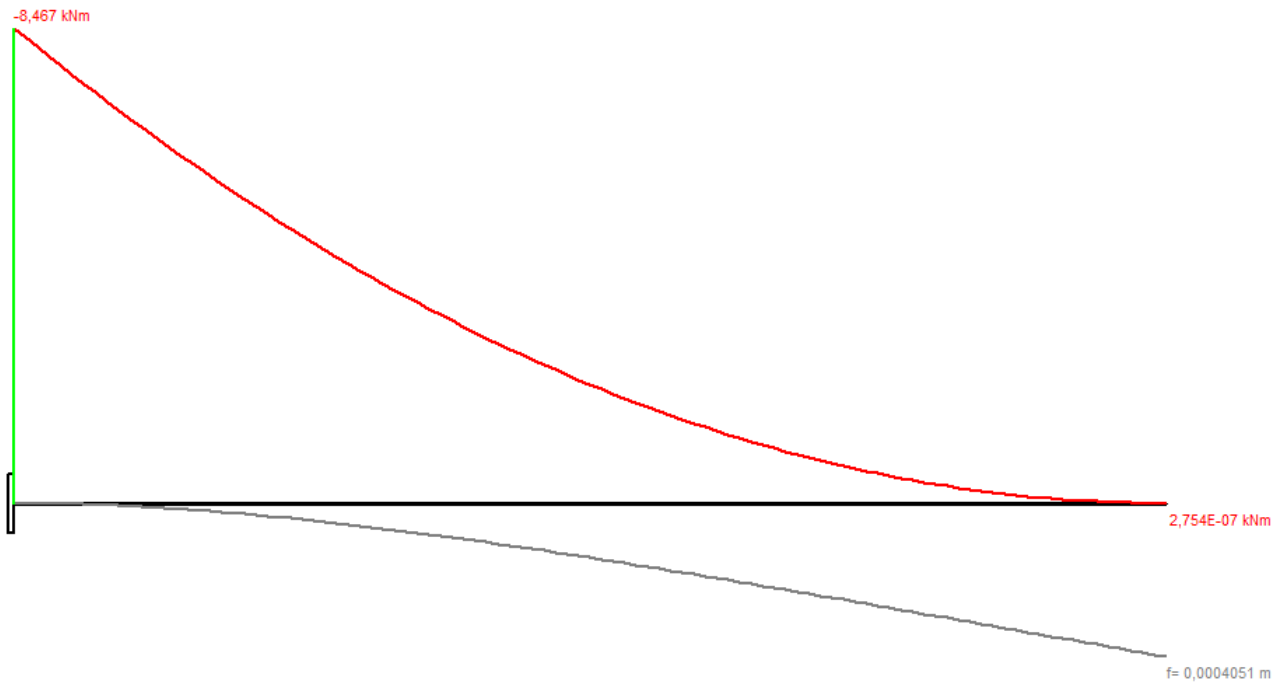
Con i coefficienti parziali definiti al *punto 2.6.1 del D.M 14/11/2008*

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{Q1} = 1.5$$

L'involuppo delle combinazioni di carico dà un momento massimo sollecitante pari a:

Luce = 1,3 m ; E = 31.400 MPa ; J = 28.125 cm⁴



VERIFICHE:

DATI DEI MATERIALICalcestruzzo: In Situ

<u>E:</u>	<u>27085.2</u>	<u>N/mm²</u>
-----------	----------------	-------------------------

<u>ε_{co}:</u>	<u>-0.002</u>	<u>-</u>
------------------------	---------------	----------

<u>ε_{cu}:</u>	<u>-0.0035</u>	<u>-</u>
------------------------	----------------	----------

<u>f_{cm}:</u>	<u>-20</u>	<u>N/mm²</u>
------------------------	------------	-------------------------

<u>f_{ctm}:</u>	<u>1.57244</u>	<u>N/mm²</u>
-------------------------	----------------	-------------------------

Acciaio/Acciaio Armature Aggiuntive: In Situ

<u>E:</u>	<u>210000</u>	<u>N/mm²</u>
-----------	---------------	-------------------------

<u>ε_{sy}:</u>	<u>0.00134959</u>	<u>-</u>
------------------------	-------------------	----------

<u>ε_{su}:</u>	<u>0.0675</u>	<u>-</u>
------------------------	---------------	----------

<u>f_{y,m}:</u>	<u>440</u>	<u>N/mm²</u>
-------------------------	------------	-------------------------

GEOSTEEL per flessione: GeoSteel G3300

<u>E:</u>	<u>210000</u>	<u>N/mm²</u>
-----------	---------------	-------------------------

<u>ε_{fk}:</u>	<u>0.0128571</u>	<u>-</u>
------------------------	------------------	----------

<u>f_{fk}:</u>	<u>2700</u>	<u>N/mm²</u>
------------------------	-------------	-------------------------

<u>t_f:</u>	<u>0.381</u>	<u>mm</u>
-----------------------	--------------	-----------

<u>Tipo:</u>	<u>GeoSteel GeoLite Gel</u>	<u>-</u>
--------------	-----------------------------	----------

<u>Esposizione:</u>	<u>Interna</u>	<u>-</u>
---------------------	----------------	----------

<u>η_a:</u>	<u>0.95</u>	<u>-</u>
-----------------------	-------------	----------

MATRICE: GeoSteel GeoLite Gel

<u>Resistenza a trazione</u>	<u>>14</u>	<u>N/mm²</u>
<u>Resistenza a taglio</u>	<u>>20</u>	<u>N/mm²</u>
<u>Modulo elastico a compressione</u>	<u>>5300</u>	<u>N/mm²</u>
<u>Modulo elastico a flessione</u>	<u>>2500</u>	<u>N/mm²</u>
<u>Resistenza alla trazione adesiva su cls (o muratura) con tessuti GeoSteel</u>	<u>>4</u>	<u>N/mm²</u>
<u>Resistenza al fuoco</u>	<u>Euroclasse C-s2, d0</u>	<u>=</u>

Stato di fatto

Quantità del materiale di supporto [mm²] 149914

Quantità di acciaio [mm²] 628.319

Caratteristiche del rinforzo a flessione

<u>1</u>	<u>n_{strati}</u>	<u>=</u>	<u>b_f[mm]</u>	<u>=</u>	<u>n_{fasce}</u>	<u>=</u>
<u>2</u>	<u>n_{strati}</u>	<u>1</u>	<u>b_f[mm]</u>	<u>1000</u>	<u>n_{fasce}</u>	<u>1</u>
<u>3</u>	<u>n_{strati}</u>	<u>=</u>	<u>b_f[mm]</u>	<u>=</u>	<u>n_{fasce}</u>	<u>=</u>
<u>4</u>	<u>n_{strati}</u>	<u>=</u>	<u>b_f[mm]</u>	<u>=</u>	<u>n_{fasce}</u>	<u>=</u>

SOLLECITAZIONI

	<u>N[kN]</u>	<u>Mx[kN*m]</u>	<u>My[kN*m]</u>	<u>Vx[kN]</u>	<u>Vy[kN]</u>	<u>T[kN*m]</u>
<u>Iniziale</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>=</u>	<u>=</u>	<u>=</u>
<u>SLE</u>	<u>0</u>	<u>6.04</u>	<u>0</u>	<u>=</u>	<u>=</u>	<u>=</u>

SLU 0 8.46 0 0 0 0

<u>MATERIALI</u>	<u>x[mm]</u>	<u>y[mm]</u>	<u>ε[-]</u>	<u>σ[Mpa]</u>
<u>CALCESTRUZZO</u>	<u>346.154</u>	<u>75</u>	<u>-0.000139135</u>	<u>-1.69112</u>
<u>ACCIAIO</u>	<u>-480</u>	<u>-55</u>	<u>0.00027726</u>	<u>58.2245</u>
<u>GEOSTEEL</u>	<u>-450</u>	<u>-75</u>	<u>0.00034132</u>	<u>71.6772</u>

VERIFICA A FLESSIONE BIASSIALE

Grandezze meccaniche di progetto

Calcestruzzo: In Situ

γ_c: 1 Duttile

FC 1.35 -

f_{cd}: -12.5926 N/mm² _____

ε_{cd}: -0.0035 -

Acciaio: In Situ

γ_s: 1 Duttile

FC: 1.35 -

f_{y,d}: 325.926 N/mm² _____

ε_{sy}: 0.00134959 -

GEOSTEEL : GeoSteel G3300

γ_f: 1.25 -

f_{td} : 2052 N/mm²

f_{dd} : 318.763 N/mm²

$f_{dd,2}$: 650.673 N/mm²

f_{fd} : 650.673 N/mm²

l_{ed} : 165.451 mm

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$: 46.0113 (kN*m)

$M_{y,1Rd}$: 0 (kN*m)

β : 0 (deg.)

x_c : 44.6452 (mm)

ϵ_c : -0.00131414 (-)

ϵ_s : 0.00251244 (-)

ϵ_f : 0.00309844 (-)

σ_c : -11.1117
(N/mm²)

σ_s : 325.926 (N/mm²)

σ_f : 650.673 (N/mm²)

$|M_{Ed}|/|M_{Rd}|$: 0.183868 Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: VERIFICATO $[|M_{Ed}|/|M_{Rd}| \leq 1.0]$

ELEMENTO STRUTTURALE	$\chi_v[-]$	$\chi_u[-]$	Duttilità[-]
<u>Senza rinforzo</u>	<u>-0.0160416</u>	<u>-0.524025</u>	<u>32.6667</u>
<u>Con rinforzo a flessione</u>	<u>-0.0218106</u>	<u>-0.0272633</u>	<u>1.25</u>

1) Risoluzione delle criticità statiche: archi

Altro elemento su cui porre l'attenzione riguarda la lesione localizzata in corrispondenza delle reni dell'arco situato nella area bagni del piano seminterrato. In questa zona la struttura portante orizzontale è costituita da volte di mattoni disposti in foglio con forma a botte che scaricano su archi ribassati anch'essi in mattoni disposti però in coltello per lo spessore di due teste che riportano i carichi su pilastri in muratura di mattoni.



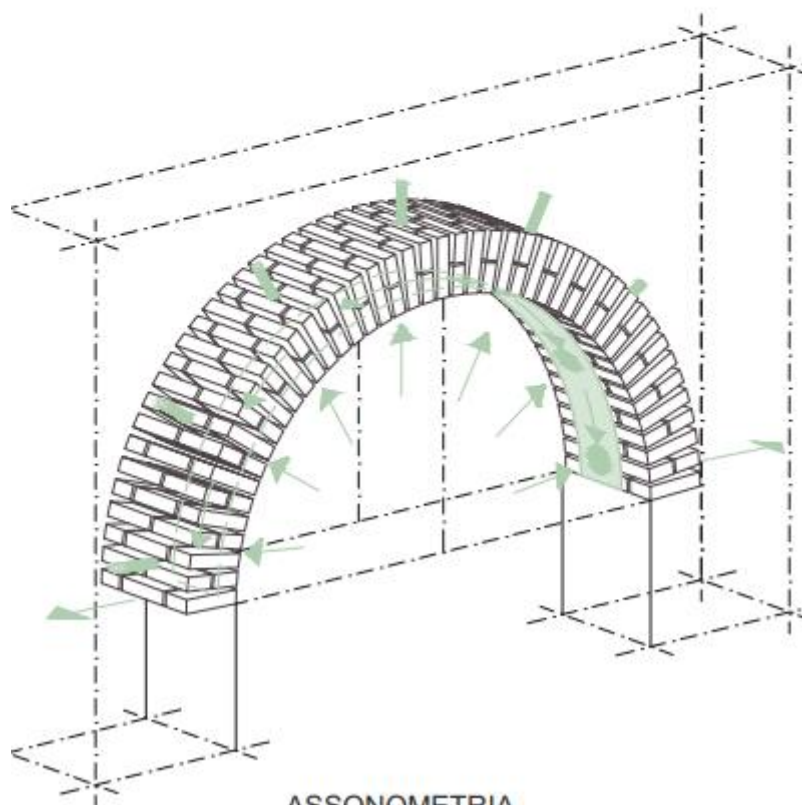
Lesione localizzata in corrispondenza delle reni di un arco al piano seminterrato

Tra le varie modalità di consolidamento una potrebbe quella che porta al miglioramento delle caratteristiche meccaniche dell'elemento strutturale mediante realizzazione di malta fibrata intradossale la cui procedura è possibile riassumersi:

Preparazione del supporto: Provvedere alla demolizione e alla rimozione dell'intonaco esistente, limitatamente all'intradosso dell'arco oggetto dell'intervento, e di tutte le parti inconsistenti o incoerenti. Dove si presentino lesioni o lacune della muratura è consigliabile intervenire mediante la ricucitura della tessitura muraria. Rimuovere la polvere dai supporti e inumidire le superfici interessate. Realizzare eventuali regolarizzazioni delle superfici precedentemente consolidate con Geocalce F Antisismico, geomalta a base di pura calce naturale NHL 3.5 e Geolegante. Effettuare eventuale applicazione di fissativo consolidante corticale tipo Rasobuild Eco Consolidante.

Applicazione del sistema di rinforzo: Eseguire il sistema di rinforzo strutturale Steel Reinforced Grout Geosteel SRG (abbinamento di fibra di acciaio e malta minerale a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 e Geolegante) avendo cura di realizzare una fascia intradossale lungo la curva direttrice dell'arco con l'applicazione di una prima mano di Geocalce F Antisismico, garantendo sul supporto una quantità di materiale sufficiente (spessore medio 3 – 5 mm) per regolarizzarlo e per adagiare e inglobare il tessuto di rinforzo. Successivamente applicare, sulla matrice ancora fresca, il tessuto in fibra d'acciaio galvanizzato Geosteel

G600, garantendo il perfetto inglobamento del nastro nello strato di matrice, esercitando un'energica pressione con la spatola e avendo cura che la stessa fuoriesca dai trefoli per garantire un'ottima adesione fra primo e secondo strato di matrice. Disporre il tessuto in fasce parallele alla direttrice dell'arco. Concludere l'applicazione, agendo fresco su fresco, con la rasatura finale protettiva (spessore medio 2 – 5 mm), sempre realizzata con Geocalce F Antisismico, al fine di inglobare totalmente il rinforzo e chiudere eventuali vuoti sottostanti. In caso di strati successivi al primo, procedere con la posa del secondo strato di fibra sullo strato di matrice ancora fresca.



ASSONOMETRIA
RINFORZO INTRADOSSALE DELL'ARCO

ANALISI CARICHI:

Permanenti

- peso proprio solaio
Volta
- sovracc. permanente
Riempimento
Massetto
Pavimento

$$= 0.90 \text{ kN/m}^2 \text{ (G}_1\text{)}$$

$$= 0.90 \text{ kN/m}^2$$

$$= 3.10 \text{ kN/m}^2 \text{ (G}_2\text{)}$$

$$= 2.00 \text{ kN/m}^2$$

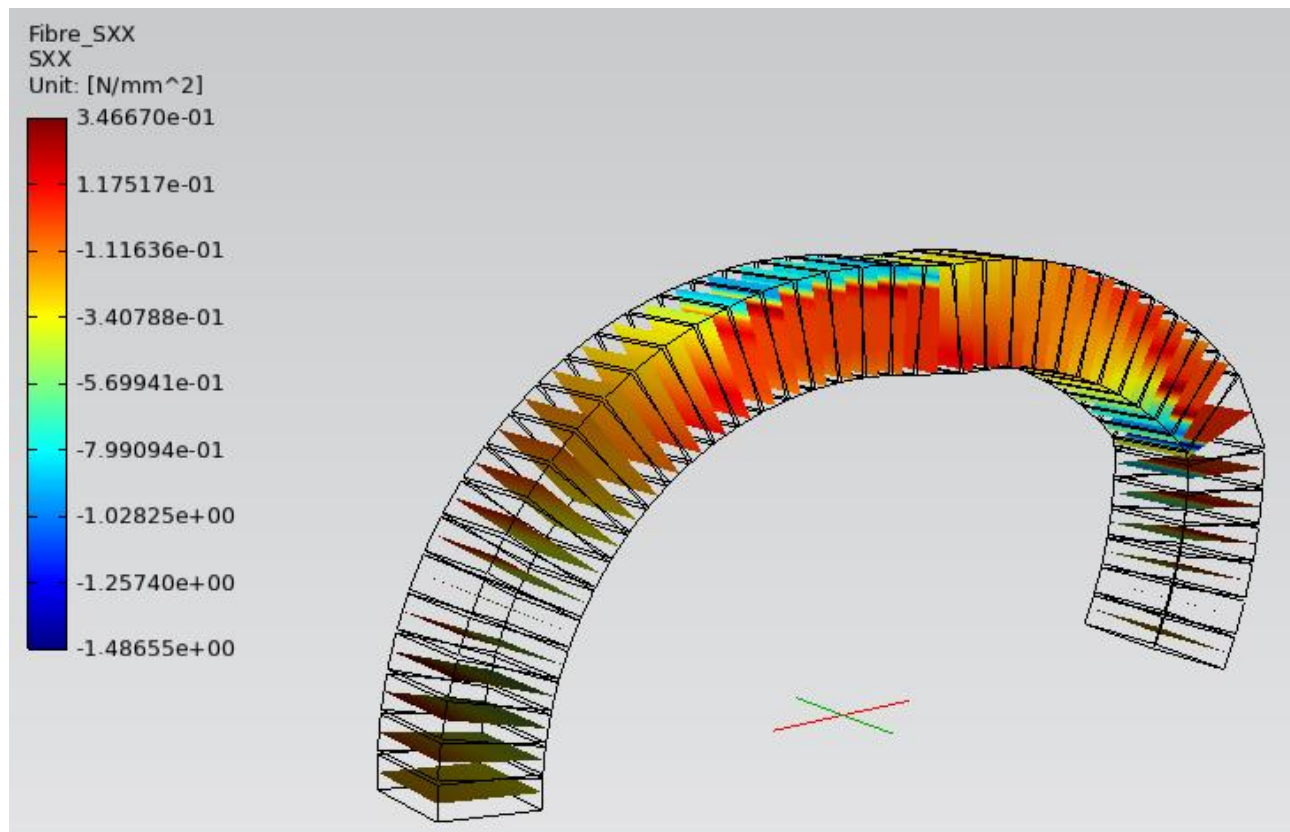
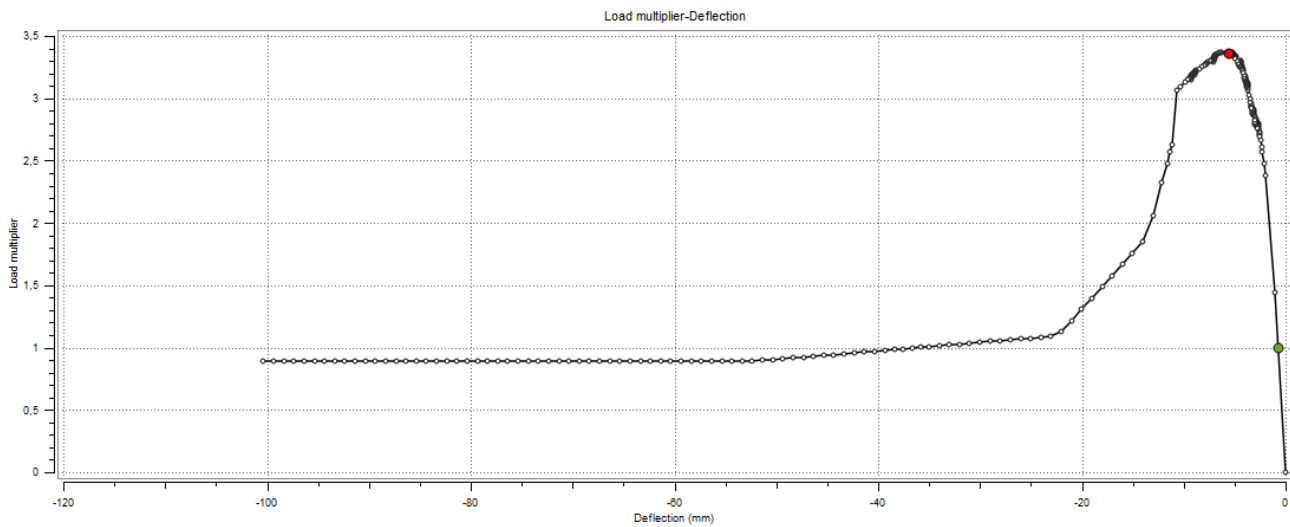
$$= 1.00 \text{ kN/m}^2$$

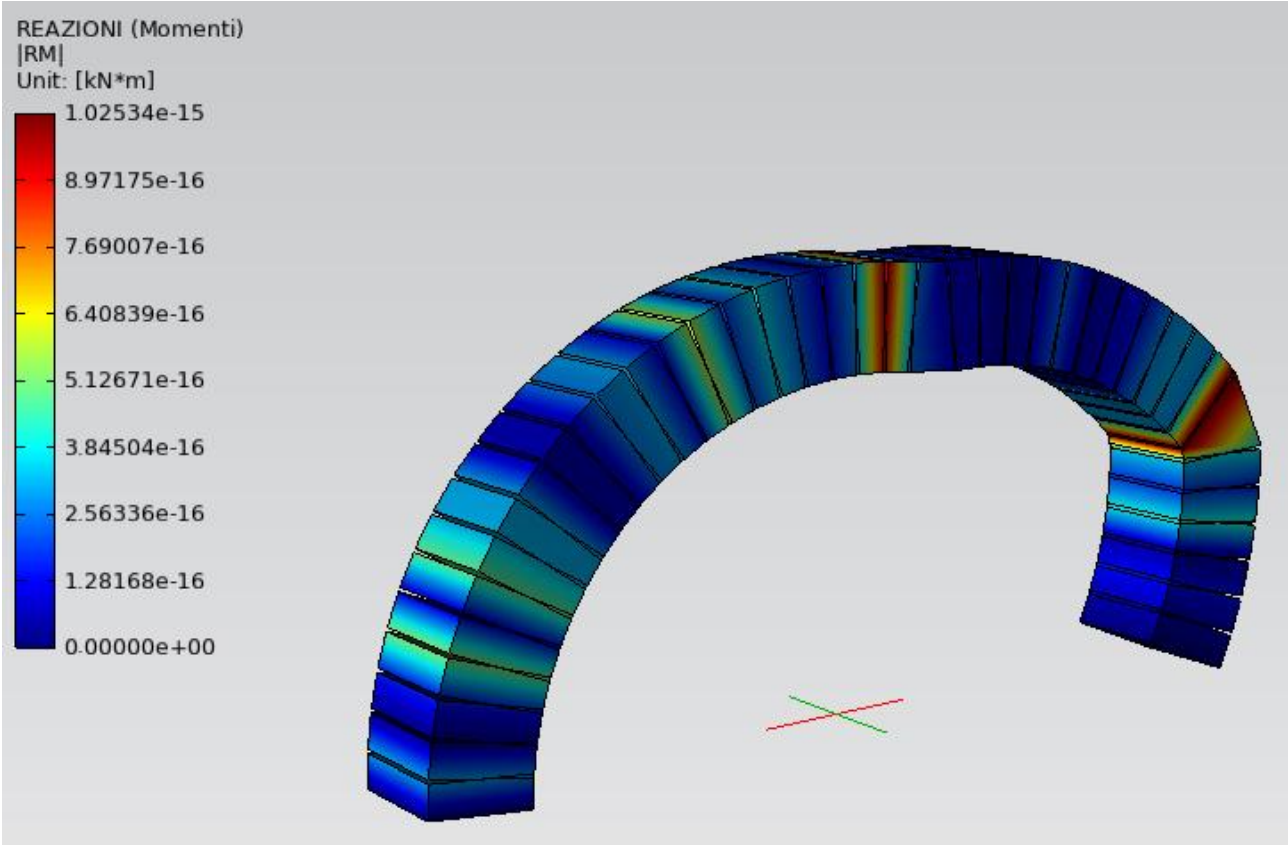
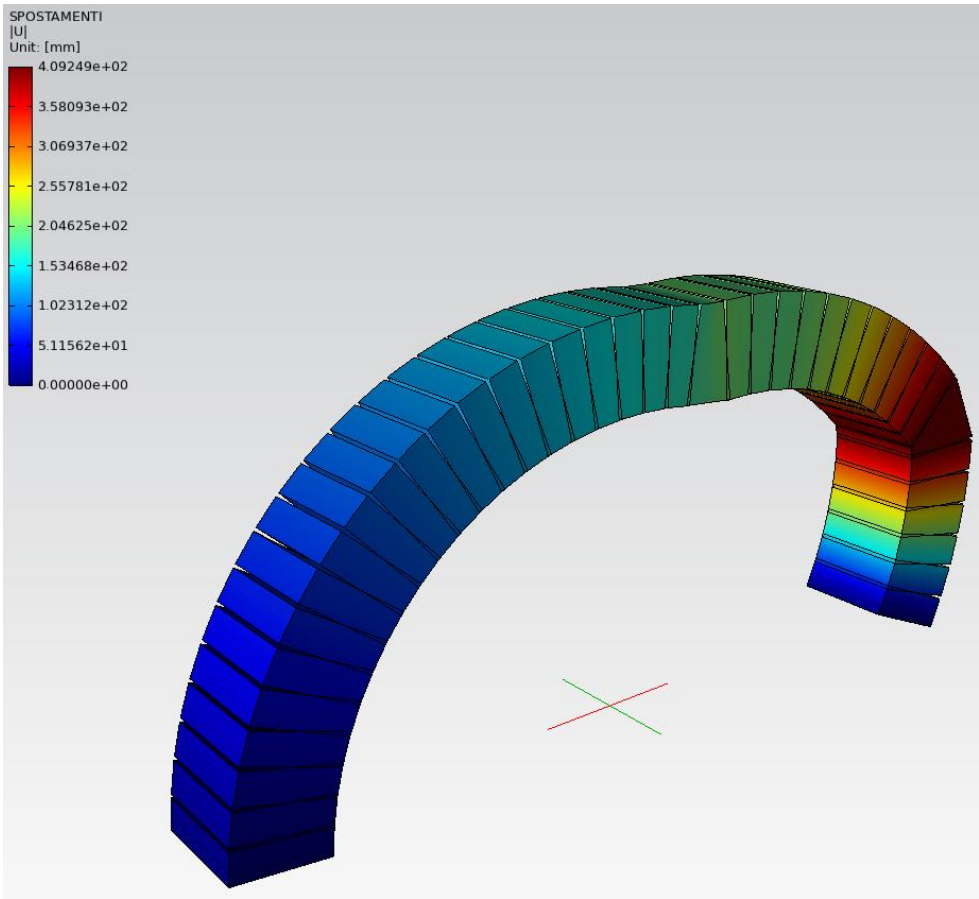
$$= 0.10 \text{ kN/m}^2$$

Accidentali (ambienti suscettibili di affollamento - Cat. C2)

$$= 4.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (Q}_i\text{)}$$

Area di influenza: 4,20 mt

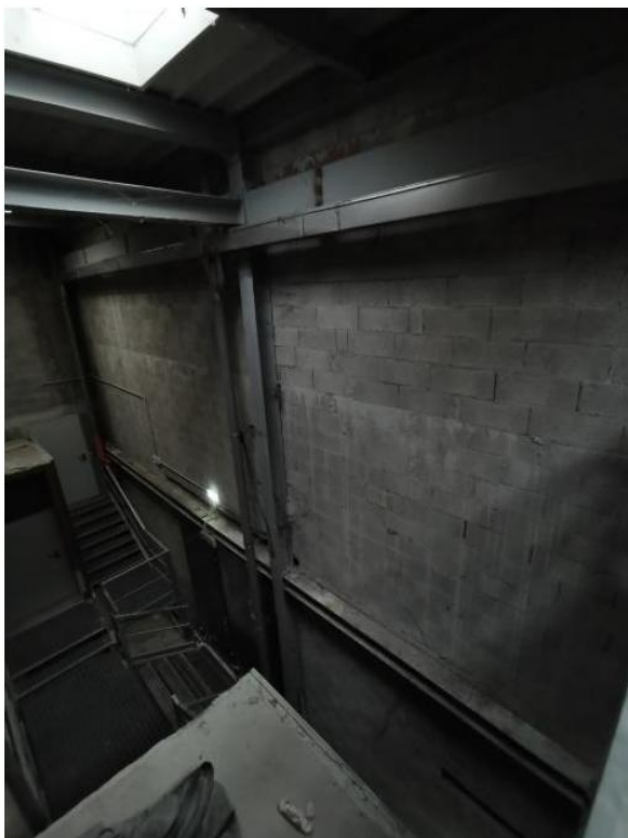
L'intervento risulta verificato:



2) Interventi prioritari di rafforzamento locale (Tamponature - Strutture laterali di ingresso)

Vulnerabilità non direttamente riconducibile alle strutture portanti ma di assoluto interesse ai fini dell'incolumità pubblica e quella che riguarda i due corpi in ampliamento, di recente realizzazione, disposti simmetricamente ai lati dell'ingresso principale lungo via Basetti. Tali ambienti, ospitanti le uscite di sicurezza dei due Spazi, presentano struttura portante in carpenteria metallica tamponata con blocchi di calcestruzzo.

Come ben visibile dalle immagini seguenti, le tamponature che si sviluppano per l'intera lunghezza delle appendici e per un'altezza di circa 9m, risultano prive di ritegno e quindi altamente vulnerabili nei confronti di azioni sismiche che le interessino fuori dal proprio piano andando quindi incontro a meccanismi di ribaltamento semplice.



Tamponature delle appendici in carpenteria metallica lungo Via Basetti

Per questo si ritiene di primaria importanza il fissaggio di tali pareti di tamponamento con la struttura portante in acciaio. Tali ritegni eviteranno il ribaltamento monolitico della parete. I ritegni verranno eseguiti mediante appositi tasselli inseriti nelle murature oggetto di consolidamento collegate con barre filettate e/o piastre direttamente alla struttura controventante in acciaio realizzata all'interno dei vani, al fine di trattenere ed evincere il ribaltamento fuori dal piano delle pareti stesse.

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]		
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie						
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]				
		1							18,0	0,00
		2							18,0	0,00
	3									
	4									
	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI									
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]		
	1	0,25	3,00	0,00			0,00	1,50		
2	0,25	3,00	0,00			0,00	1,50			
3	0,25	2,00	0,00			0,00	1,00			
4						0,00				
AZIONI SUI MACROELEMENTI										
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]			
1	0,0	90,0			0,0	0,0	163,0			
2	0,0	90,0			0,0	0,0	163,0			
3	0,0	60,0	12,0				163,0			
4	0,0									

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	3 - 2 - 1	30,0	0,0	0,0	2771,0	
	3 - 2	18,8	0,0	0,0	1304,0	
	3	7,5	0,0	0,0	326,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3 - 2 - 1	960,0	96,0	0,0	0,0	0,0
	3 - 2	375,0	60,0	0,0	0,0	0,0
	3	60,0	24,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	3 - 2 - 1	2,652	1,35	19,828	0,772	24,971
	3 - 2	3,041		13,189	0,799	27,667
	3	3,970		6,660	0,907	31,794
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(\text{SLV})$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	3,853
	3 - 2	4,269
	3	4,906
	-	-

A seguito dell'intervento il cinematiso risulta verificato.

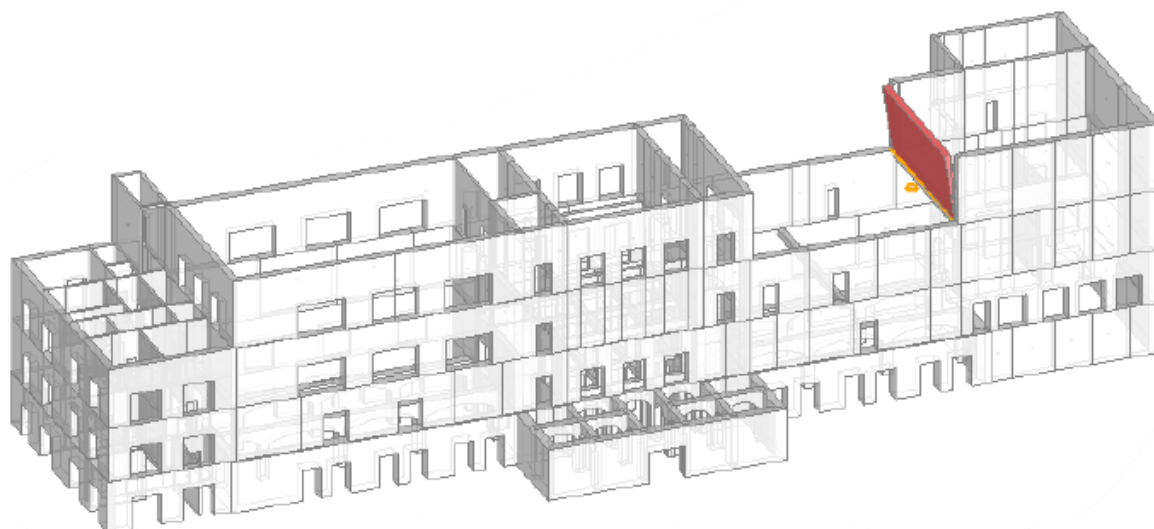
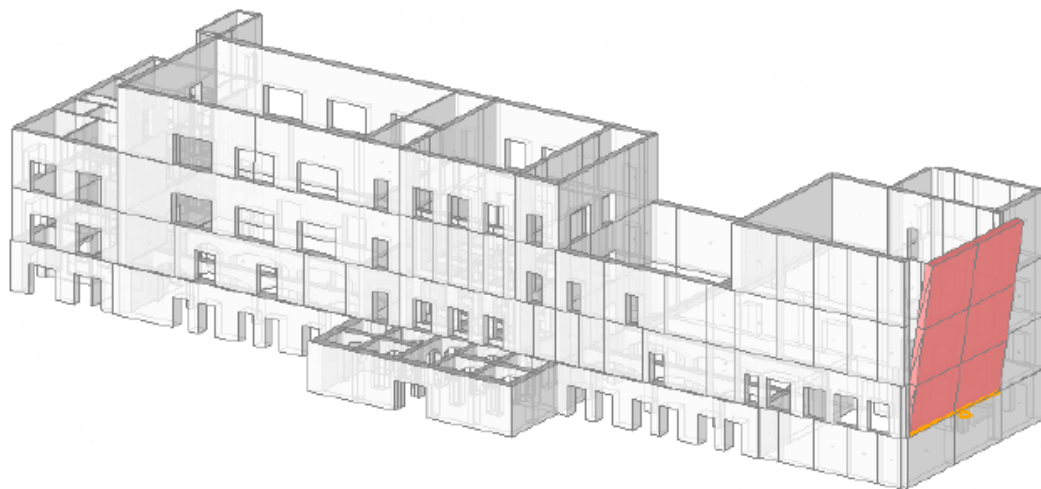
2) Interventi prioritari di rafforzamento locale (Pareti di elevate altezze non controventate dalle travi di copertura)

In primo luogo occorre risolvere particolari criticità locali che, pur non coinvolgendo l'interezza dell'edificio, possono in caso di sisma rivelarsi fonte di pericolo per gli occupanti.

Come anticipato, l'intervento prioritario è quello di scongiurare l'attivazione dei meccanismi di primo modo individuati.

Infatti le tamponature, che si sviluppano per un'altezza di circa 9m, risultano prive di ritegno e quindi altamente vulnerabili nei confronti di azioni sismiche che le interessino fuori dal proprio piano andando quindi incontro a

meccanismi di ribaltamento semplice. A seguito delle analisi, gli indicatori di rischio sismico di tali elementi risultano alquanto bassi sottolineando quindi l'estrema vulnerabilità di tali elementi.



Individuazione dei ribaltamenti critici

Per questo sarà di principale importanza l'installazione di catene in sommità delle pareti che possano trattenere ed eliminare l'innescarsi di tale cinematismo. Le catene saranno di tipo metallico con tenditore in modo da permettere la manutenzione e ritesatura nel tempo.

VERIFICA NUMERICA - ANALISI MECCANISMI LOCALI:**STATO DI FATTO:**

Nel seguente paragrafo sono riportate le analisi e le verifiche dei cinematismi di collasso che, a seguito di approfonditi ragionamenti di carattere strutturale, sono stati ritenuti più probabili.

In particolare, i cinematismi analizzati sono riconducibili ai meccanismi di ribaltamento semplice di quelle tese murarie che, per caratteristiche geometriche, sono state ritenute più vulnerabili ad azioni che le sollecitinino fuori dal proprio piano.

Cinematismo 01

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.030$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.069 / 0.239 = 0.289$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 32 / 712 = 0.045$$

Cinematismo 02

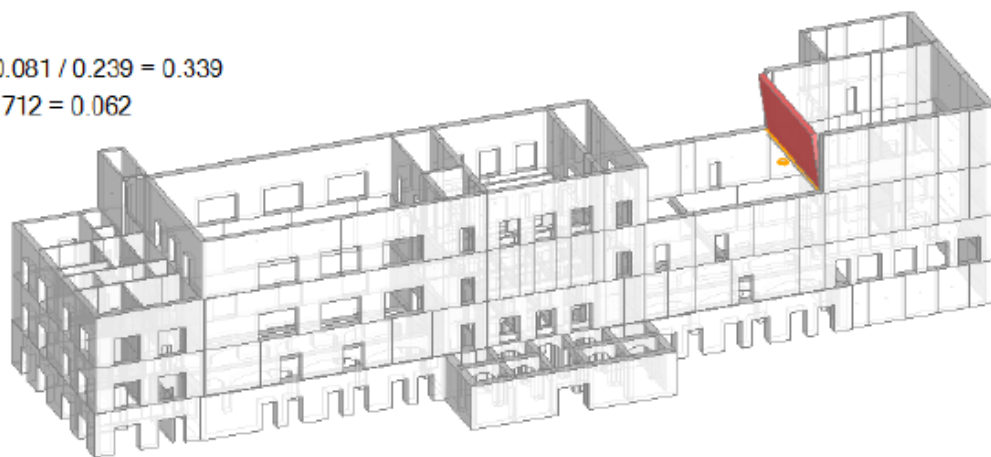
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.095$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.081 / 0.239 = 0.339$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 44 / 712 = 0.062$$



A seguito dell'inserimento dei tiranti avremo:

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]		
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie						
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]				
		1							18,0	0,00
		2							18,0	0,00
	3									
	4									
	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI									
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]		
	1	0,50	3,50	0,00			0,00	1,75		
2	0,50	3,50	0,00			0,00	1,75			
3	0,50	3,50	0,00			0,00	1,75			
4						0,00				
AZIONI SUI MACROELEMENTI										
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]			
1	0,0	31,5			0,0	0,0				
2	0,0	31,5			0,0	0,0				
3	0,0	31,5	22,0				80,0			
4	0,0									

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	3 - 2 - 1	23,6	0,0	0,0	840,0	
	3 - 2	15,8	0,0	0,0	560,0	
	3	7,9	0,0	0,0	280,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3 - 2 - 1	496,1	231,0	0,0	0,0	0,0
	3 - 2	220,5	154,0	0,0	0,0	0,0
	3	55,1	77,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	3 - 2 - 1	1,188	1,35	9,289	0,782	11,034
	3 - 2	1,537		6,999	0,808	13,830
	3	2,179		4,862	0,892	17,758
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	1,703
	3 - 2	2,134
	3	2,740
	-	-

A seguito dell'intervento il cinematismo risulta verificato.

5. ANALISI REQUISITI ANTINCENDIO – PROGETTO ARENA SHAKESPEARE

L'intervento di copertura del palco dell'Arena Shakespeare non comporterà modifiche sostanziali all'accesso dei mezzi di soccorso né alle separazioni con le altre attività del complesso, mantenendo inalterate le condizioni attuali di sicurezza per pubblico, artisti e personale tecnico. Le strutture portanti del nuovo palco, realizzate in acciaio, saranno protette per garantire una resistenza al fuoco minima R60, mentre i materiali di tamponamento e copertura, inclusi i pannelli sandwich microforati, avranno classe di reazione al fuoco non superiore a 1, conformemente alle normative vigenti. Anche i materiali scenici mobili e fissi saranno limitati a classe di reazione al fuoco 2, garantendo un carico di incendio compatibile con le prescrizioni del DM 19/08/1996.

Non sono previste variazioni nella distribuzione dei posti a sedere o nelle vie di esodo, che rimarranno conformi a quanto autorizzato dal CPI in corso di validità. La scena e i relativi spazi di allestimento saranno organizzati in modo da non ostacolare i percorsi di esodo e l'accesso ai mezzi e dispositivi antincendio, mentre i locali adiacenti, come camerini e corridoi, resteranno separati dalla scena. Il palco coperto non sarà riscaldato, e la ventilazione sarà assicurata mediante l'apertura di serramenti ad alette metalliche.

Gli impianti elettrici e speciali saranno realizzati conformemente alle normative vigenti, con integrazioni limitate all'illuminazione ordinaria e di emergenza, all'alimentazione dei serramenti motorizzati e alla nuova centrale di rivelazione fumi della zona palco. Saranno inoltre installati due nuovi estintori a servizio del palco, mentre l'impianto idrico antincendio già esistente, costituito da idranti UNI45 con manichette da 20 m, resterà pienamente operativo. Il sistema di allarme acustico EVAC e la segnaletica di sicurezza saranno mantenuti, integrati esclusivamente per i nuovi estintori, garantendo così continuità nella gestione della sicurezza.

Ulteriori specifiche sono riscontrabili nella relazione di prevenzione incendi allegata nel presente Progetto di fattibilità economica.