

COMUNE DI FERRARA

DIPARTIMENTO DEL TERRITORIO

SETTORE OPERE PUBBLICHE E MOBILITA'

Servizio Edilizia

PROGRAMMA REGIONALE DELLE OPERE PUBBLICHE E DEGLI INTERVENTI DI RECUPERO DEI BENI CULTURALI - EX ART. 11 L.R. 16/12 E ART. 4 D.L. 74/12

Lavori di ripristino con miglioramento sismico post sisma dell'Ippodromo Comunale - CIA 00083_2014
a seguito degli eventi sismici del maggio 2012

CUP B71H1400004000

CIG 5571424487

N° Ordine R.E.R.	VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA	
Cod. Progetto (CIA-SITAR)	Stato di Fatto	Il Responsabile del procedimento
Codice	Elaborato	Ing. F. LANZONI
V.00	Relazione Tecnica verifica della sicurezza statica e valutazione della vulnerabilità sismica del complesso di edifici dell'Ippodromo di Ferrara	
Scala	File	Il Capo Servizio Ing. F. LANZONI

Gruppo di lavoro:

Ark Engineering srl

Via Gramsci, 3

Forlì (FC) 47122

+39.0543.818445

mail@arkengineering.it

Progettazione architettonica / impiantistica
preliminare, definitiva ed esecutiva, direzione lavori e
contabilità.

Arch. Massimiliano Piccinini

Progettazione strutturale preliminare, definitiva ed
esecutiva.

Ing. Daniele Vadi

Coordinamento della sicurezza in fase di
progettazione ed esecuzione.

Arch. Omar Berto

Coordinatore della progettazione e delle figure
professionali.

Arch. Fausto Farneti

Data Progetto

Indice	Data	Revisione / Aggiornamento
A	04/06/2015	Emissione
B		
C		
D		

Collaboratori

Ing. Paride Piccinini

Arch. Benedetta Marrughi

Ing. Claudio Spada

Ing. Stefania Santandrea

Indice

1. INTRODUZIONE	pag.	4
1.1 IL COMPLESSO DELL'IPPODROMO DI FERRARA	pag.	4
2. OBIETTIVI DELLO STUDIO E METODOLOGIA	pag.	8
2.1 LA FASE CONOSCITIVA	pag.	10
2.2 LA FASE DI ANALISI	pag.	11
2.3 LA FASE CONCLUSIVA	pag.	11
3. ANALISI STORICO CRITICA	pag.	14
4. RILIEVO DELL'ESISTENTE	pag.	18
4.1 METODOLOGIA DI RILIEVO E SCELTE OPERATIVE	pag.	18
4.2 RAPPRESENTAZIONE E RESTITUZIONE GRAFICA	pag.	19
5. RILIEVI ED ANALISI GEOTECNICHE	pag.	20
5.1 INDAGINI IN SITO	pag.	20
5.2 RILIEVO STRUMENTALE	pag.	21
5.3 DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO	pag.	21
6. RILIEVO DELLE STRUTTURE	pag.	24
6.1 INDAGINI IN SITO	pag.	24
6.2 RILIEVO STRUMENTALE	pag.	27
6.2.1 INDAGINI SCLEROMETRICHE	pag.	28
6.2.2 INDAGINI ULTRASONICHE	pag.	28
6.2.3 METODO COMBINATO	pag.	28
6.2.4 PROVE PENETROMETRICHE	pag.	29
6.2.5 ESTRAZIONE DI CAROTE DI CALCESTRUZZO	pag.	29
6.2.6 SEZIONI RESISTENTI CON METODO VISIVO	pag.	30
6.2.7 PROVE CON MARTINETTI PIATTI	pag.	31
6.2.8 SHOVE TEST	pag.	32
6.2.9 PRELIEVO DI CAMPIONI IN MURATURA	pag.	33
6.2.10 RILIEVO GEOMETRICO DELLE FONDAZIONI	pag.	33
6.3 PROVE DI LABORATORIO	pag.	34
7. ANALISI E DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	pag.	36
7.1 EDIFICIO PRINCIPALE	pag.	36
7.2 SCUDERIA	pag.	37
8. RILIEVO DELLO STATO FESSURATIVO	pag.	38
9. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE	pag.	42
9.1 EDIFICIO PRINCIPALE	pag.	42
9.1.1 MURATURE	pag.	42
9.1.2 ELEMENTI IN CLS	pag.	43
9.2 SCUDERIA	pag.	44
9.2.1 MURATURE	pag.	44
9.2.2 ELEMENTI IN CLS	pag.	44
10. MODELLAZIONE E VERIFICA STRUTTURALE	pag.	46
10.1 IL QUADRO NORMATIVO	pag.	46

10.2 LIVELLI DI MODELLAZIONE E LIVELLI DI VERIFICA	pag.	48
10.3 ANALISI STRUTTURALE SISMICA	pag.	49
10.4 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONE DI CARICO.....	pag.	53
10.5 MODELLAZIONE ED ANALISI DELLA RISPOSTA GLOBALE SISMICA ..	pag.	57
10.6 RISULTATI DELL'ANALISI E CURVA DI CAPACITA DELLA STRUTTURA	pag.	60
10.6.1 EDIFICIO PRINCIPALE	pag.	61
10.6.2 SCUDERIA	pag.	80
10.7 PROSPETTI RIASSUNTIVI	pag.	101
10.7.1 EDIFICIO PRINCIPALE	pag.	101
10.7.2 SCUDERIA	pag.	102
 11. CONCLUSIONI	pag.	104
11.1 EDIFICIO PRINCIPALE	pag.	105
11.2 SCUDERIE	pag.	112
11.3 VALUTAZIONE DELLE CRITICITA' RICONTRATE	pag.	117
 12. ALLEGATI	pag.	120
- V.00.a / Edificio Principale / Tabulati di calcolo del programma EdiLus MU - Acca Software s.p.a. - V.00.b / Scuderia / Tabulati di calcolo del programma EdiLus MU - Acca Software s.p.a. - V.01 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Terra - V.02 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Primo - V.03 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Secondo - V.04 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Sottotetto - V.05 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Copertura - V.06 / Vulnerabilità riscontrate / Scuderia		

1. INTRODUZIONE

La presente relazione espone il complesso delle attività intraprese per le verifiche tecniche dei livelli di sicurezza strutturale degli edifici costituenti il complesso dell'Ippodromo di Ferrara, sito in via dell'Ippodromo all'interno del territorio comunale di Ferrara.

Saranno descritte le fasi preliminari e tutti i necessari rilievi, indagini diagnostiche, modellazioni numeriche ed analisi strutturali volte ad una corretta valutazione della vulnerabilità sismica dei fabbricati interessati.

L'intero complesso delle attività è finalizzato ad ottenere una completa conoscenza delle strutture dei fabbricati e del loro stato di conservazione, in modo da ricavare un quadro integrale delle criticità presenti allo stato attuale e dei possibili provvedimenti tecnici da adottare (interventi con caratteristiche di urgenza, ulteriori e successivi interventi di miglioramento sismico) al fine di mettere in sicurezza le strutture e garantire un loro pieno recupero funzionale in relazione alle possibili destinazioni d'uso.

Lo studio ed analisi del complesso sono stati commissionati dall'Amministrazione Comunale di Ferrara; l'incarico formalizzato prevede il rilievo strutturale e le verifiche tecniche dei fabbricati del complesso ed in particolare del fabbricato principale (in seguito denominato "Edificio Principale"), e di uno degli edifici adibiti a scuderia (in seguito denominato "Scuderia").

1.1 Il complesso dell'Ippodromo di Ferrara

Il complesso dell'Ippodromo di Ferrara, già denominato *Nuovo Deposito Stalloni*, fu realizzato nei primi decenni del secolo scorso come installazione ad uso militare da parte del Regio Esercito ed è costituito da diversi edifici, ovvero da corpo principale (Edificio Principale), un Alloggio Ufficiali, un Maneggio coperto ed altri cinque fabbricati adibiti a scuderia. La presente relazione espone i risultati dello studio ed analisi strutturale e sismica dell'Edificio Principale e della Scuderia n.4 che viene presa come riferimento per gli altri edifici adibiti a scuderia in quanto coevi e caratterizzati dalla medesima tipologia, tecniche costruttive, materiali impiegati e destinazione d'uso.



Figura 1 - Veduta aerea dell'area dell'Ippodromo



Figura 2 - Veduta prospettica del complesso degli edifici



Figura 3 - Veduta dell'Edificio Principale dal lato della tribuna

Risultano pertanto esclusi dall'analisi il Maneggio e l'Alloggio Ufficiali.

L'Edificio Principale rappresenta il fabbricato maggiormente articolato ed è costituito da una struttura interamente in muratura portante con effetto faccia a vista; la copertura è del tipo a padiglione. L'edificio è distribuito su tre piani, con un corpo centrale con forma planimetrica ad "U" per una superficie coperta di circa 1500 mq.

Il prospetto principale è simmetrico e presenta un ingresso centrale sormontato da un balcone poggiante su mensole. Il prospetto posteriore si affaccia sulla pista dell'ippodromo e vi sono annesse due tribune coperte con struttura in conglomerato cementizio armato con capienza pari a circa 800 posti a sedere, collocate ai lati dell'ingresso principale con soprastante balconcino ad uso tribuna d'onore.

Il piano terreno del corpo centrale è interamente occupato da locali ad uso del personale militare che gestiva la struttura, con saletta d'aspetto, stanza per il sottoufficiale di servizio, cucina e mense, cantina, sale riunioni per ufficiali e per soldati, spogliatoi, dispensa e magazzini. Nel corpo laterale a sud sono collocati i magazzini ed in quello a nord le autorimesse.

Al primo piano sono collocati altri ambienti ad uso degli ufficiali, per il consiglio di amministrazione e per il presidente, l'archivio ed alcuni magazzini. Al secondo piano si trovano le camerate, l'alloggio ufficiali e sottufficiali ed i servizi. Al piano interrato sono collocati i magazzini per legna e carbone.

La Scuderia, al pari degli altri edifici con la stessa destinazione d'uso, è un edificio con struttura mista in muratura perimetrale portante, pilastri interni in conglomerato cementizio armato e copertura composta da falde inclinate ad un solo spiovente sulle campate laterali e padiglione in corrispondenza delle campate centrali. Il solaio di copertura in latero-cemento è ordito parallelamente ai lati lunghi dell'edificio e poggia su un'orditura di travi metalliche.



Figura 4 - Stato attuale di una delle scuderie

Di recente sono stati eseguiti interventi di consolidamento della copertura delle scuderie (prima del sisma del 2012) con posa di reticolari in tubolari metallici a sostegno dei solai, nel tentativo di ridistribuire il peso della copertura sui muri perimetrali ed alleggerire i pilastri interni.

2. OBIETTIVO DELLO STUDIO E METODOLOGIA

L'obiettivo dello studio è la verifica della sicurezza statica e l'analisi della vulnerabilità sismica del complesso di edifici dell'Ippodromo di Ferrara. In particolare si prevedono le verifiche tecniche ed il rilievo strutturale dell'Edificio Principale e della Scuderia n. 4 (individuati nella planimetria rispettivamente come "Corpo centrale" e "Stalla 1").

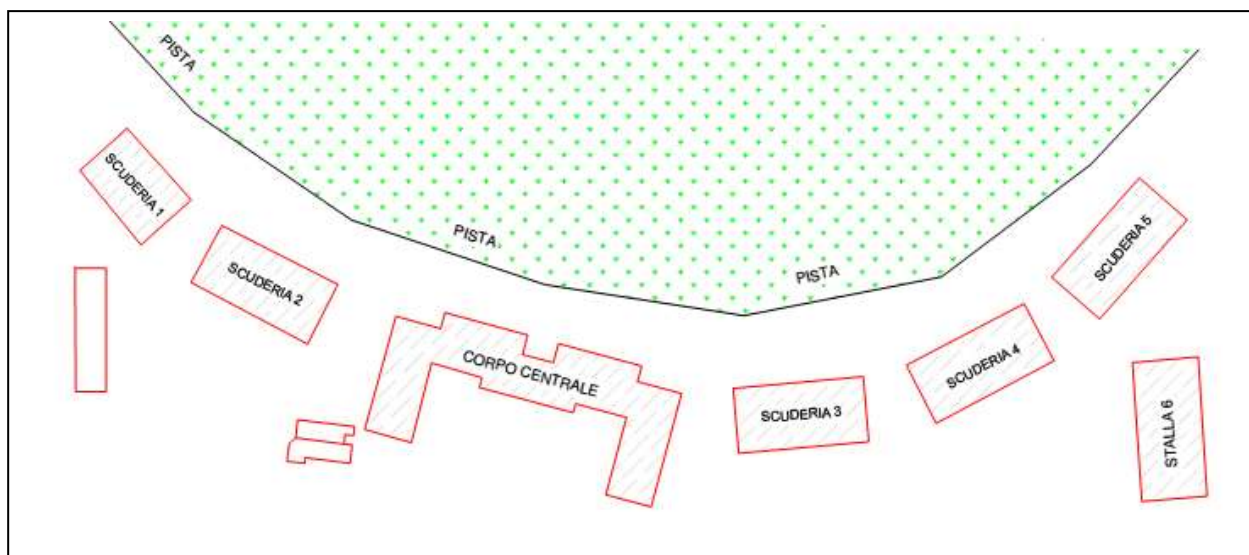


Figura 5 - Planimetria del complesso degli edifici

La scelta di limitare lo studio a questi due fabbricati è dovuta a motivazioni pratiche: vista infatti la vastità del complesso ed il numero di edifici presenti, si è scelto di effettuare uno studio approfondito dell'Edificio Principale (il più ampio ed articolato dell'intero complesso) e della Scuderia n.4 che rappresenta il modello-tipo a cui si rifanno gli altri edifici adibiti a scuderia, i quali si differenziano da quest'ultimo per limitate variazioni delle dimensioni planimetriche ma risultano assolutamente analoghe per tipologia costruttiva, materiali e tecniche impiegati. Inoltre tutte le scuderie sono state realizzate negli stessi anni e questo garantisce l'uniformità dei materiali utilizzati e delle loro caratteristiche.

Pertanto, l'Edificio Principale e la Scuderia n.4 saranno analizzati in modo completo, con la possibilità di estendere i risultati dell'analisi della Scuderia n.4 anche agli altri edifici adibiti a scuderia.

Lo studio è basato su diverse fasi ed attività che hanno concorso all'acquisizione dei dati necessari alla verifica ed alla determinazione dei livelli di conoscenza dei fabbricati oggetto d'incarico, attraverso la formulazione delle ipotesi preliminari per la definizione delle necessarie indagini diagnostiche al fine di accertare le caratteristiche di resistenza dei materiali esistenti e le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione.

Successivamente, sono stati definiti i saggi e le indagini da svolgere per meglio valutare gli elementi non strutturali ed impiantistici in ottica strutturale coinvolti nel mantenimento delle funzionalità degli edifici interessati, in relazione alla rispettiva importanza, con una descrizione delle procedure e modalità quantitative e qualitative che si intendono adottare per la valutazione di tali elementi.

A seguire, sono state definite le modellazioni numeriche, le tipologie di analisi strutturale ed il complesso delle procedure per l'accertamento dei livelli di sicurezza e dei valori di accelerazione al suolo con i corrispondenti tempi di ritorno per gli stati limite definiti dalle norme vigenti ed i loro rapporti con le accelerazioni attese.

La verifica statica ha interessato gli orizzontamenti, la copertura, le strutture portanti verticali e le strutture di fondazione secondo le seguenti norme e direttive:

- Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M.14/01/2008), nel seguito denominate NTC;
- Circolare Esplicativa 2 febbraio 2009 n.617 del Ministero dei Lavori Pubblici, *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni"*, nel seguito denominata Circolare n.617/2009;
- Circolare Ministero per i Beni e le Attività Culturali n.26 del 2 dicembre 2010, *"Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*;
- Circolare del Dipartimento della Protezione Civile del 4 novembre 2010, *"Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art.2, comma 3 dell'OPCM 3274/2003"*;
- Deliberazione della Giunta Regionale dell'Emilia Romagna n.1154 del 26/07/2010, Allegato 3, *"Istruzioni tecniche per lo svolgimento delle verifiche tecniche di cui all'art.2, comma 3 dell'OPCM n.3274/2003"* e sub-allegato 3-A, *"Guida alle verifiche tecniche ed alla predisposizione degli elaborati grafici e descrittivi"*;
- Deliberazione della Giunta Regionale dell'Emilia Romagna n.1373 del 26/09/2011, *"Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art.12, comma 1 dell'art.4, comma 1 della L.R. n.19 del 2008"*;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 *"Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008"*.

E' stato dunque seguito un preciso percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche ed individuazione dei principali interventi di miglioramento sismico, con tutte le opportune attenzioni verso le esigenze e le peculiarità necessarie per immobili di valore storico.

Sono state inoltre individuate le principali carenze con potenziali effetti sulla sicurezza strutturale ed i corrispondenti criteri di intervento.

Per il raggiungimento dell'obiettivo lo studio ha previsto tre fasi, la fase conoscitiva finalizzata a riconoscere la storia, la morfologia e le caratteristiche strutturali dell'edificio, la fase di analisi con la verifiche statica e l'analisi di vulnerabilità sismica e la fase finale di sintesi ed elaborazione dei risultati, in accordo a quanto anticipato nella Relazione Metodologica .

2.1 La fase conoscitiva

Per edifici come quelli oggetto di studio, la conoscenza della costruzione storica in muratura è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica sia per l'individuazione delle criticità rilevanti nei confronti della sicurezza strutturale e dei corrispondenti criteri d'intervento di miglioramento sismico efficaci e rispettosi delle esigenze della tutela del bene. Le problematiche da affrontare sono quelle comuni a tutti gli edifici esistenti e, nel caso del patrimonio edilizio di pregio, ancora più importante risulta la conoscenza delle caratteristiche originarie della fabbrica, le modifiche intercorse nel tempo dovute ai fenomeni di danneggiamento derivanti dalle trasformazioni antropiche, dall'invecchiamento dei materiali e dagli eventi calamitosi (cfr. Relazione Metodologica, *"Fase I - Rilievo dello stato di fatto"*).

In relazione alla necessità di evitare danni eccessivi, l'esecuzione di una completa campagna di indagini sarebbe potuta risultare troppo invasiva: tale condizione ha imposto la necessità di affinare le tecniche di analisi ed interpretazione del manufatto essendo la conoscenza conseguita da considerare in rapporto ai diversi livelli di approfondimento e quindi di attendibilità, funzione cioè dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali (cfr. Relazione Metodologica, *"Fase II - Definizione delle indagini specialistiche"*).

Lo studio delle caratteristiche della fabbrica è finalizzato alla definizione del modello interpretativo che ha consentito sia un'interpretazione qualitativa del funzionamento strutturale, sia l'analisi strutturale per una valutazione quantitativa dello stato di sollecitazioni e di valutazione della sicurezza. Il grado di attendibilità del modello è anch'esso strettamente legato al livello di approfondimento ed ai dati disponibili, tenuti in conto attraverso i fattori di confidenza utilizzati nell'analisi.

Il percorso della conoscenza presuppone i seguenti obiettivi:

- identificazione dell'organismo e sua localizzazione sul territorio, al fine di individuare le problematiche legate ai diversi rischi ed in particolare a quello sismico. Questa fase dell'analisi ha consentito di individuare gli elementi particolarmente sensibili al danneggiamento e di identificare gli elementi e le possibili zone di sacrificio ove realizzare le indagini distruttive e localizzare eventuali interventi di miglioramento sismico;
- rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, con la completa descrizione dei fabbricati e l'individuazione delle caratteristiche plano-altimetriche degli elementi costitutivi, rilevando ad ogni livello la geometria di tutti gli elementi in muratura, dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la localizzazione di eventuali nicchie, cavità, aperture richiuse (e con quali modalità), canne fumarie, elementi estranei di qualsiasi natura;
- rilievo dei fenomeni fessurativi e deformativi presenti, così da consentire l'individuazione delle cause e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'organismo. Le lesioni sono state classificate secondo la loro geometria (estensione, ampiezza) e tipologia.
- individuazione della evoluzione della fabbrica, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale. La conoscenza dell'opera ha quindi previsto l'analisi, anche storica, dell'evoluzione funzionale dell'edificio e delle sue articolazioni, finalizzata a riconoscere quali utilizzazioni si siano succedute nel tempo ed in quali ambienti. Il risultato di questa analisi può fornire notizie utili per capire le

ragioni di eventuali modifiche strutturali e geometriche intervenute nel tempo, per motivare eventuali segni o notizie di dissesti ed individuare interventi di riduzione della vulnerabilità sismica;

- individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi. Il tutto finalizzato a definire la geometria del modello da utilizzare nel calcolo, i suoi vincoli ed i carichi agenti, con le loro caratteristiche ed gli elementi significativi per il modello di calcolo, comprese le masse degli elementi e i carichi gravanti su ogni elemento;
- identificazione dei materiali ed in particolare della muratura, del loro stato di degrado, dei parametri meccanici di deformabilità e resistenza;
- conoscenza della tipologia e consistenza del sistema di fondazione, unitamente alla caratterizzazione geotecnica del terreno compreso nel volume significativo di sottosuolo e finalizzata all'individuazione del modello geotecnico adatto all'analisi di risposta sismica locale e d'interazione statica e dinamica del sistema terreno-struttura. Tali indagini sono state condotte in coerenza con i principi generali della progettazione geotecnica indicati nel Cap. 6 e nel punto 7.11 delle Norme Tecniche per le Costruzioni;
- L'analisi dei risultati delle indagini conoscitive.

2.2 La fase di analisi

Nella seconda fase di analisi, una volta terminata la prima fase conoscitiva, sono state eseguite le seguenti attività:

- l'analisi dei risultati delle indagini conoscitive;
- l'analisi strutturale per la valutazione della sicurezza statica degli orizzontamenti, della copertura, delle strutture portanti verticali e delle strutture di fondazione;
- l'analisi della vulnerabilità sismica, con riferimento allo stato limite ultimo della costruzione nel suo complesso e delle singole sue parti significative (macroelementi). Tale livello si è reso indispensabile in considerazione del fatto che si tratta di un fabbricato di pregio storico ed architettonico e per rispondere all'esigenza di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tale struttura.

I risultati delle fasi precedenti sono stati utilizzati per impostare le elaborazioni di analisi strutturale (tipicamente del tipo statico non lineare) volte a determinare le caratteristiche strutturali ed il comportamento sismico dei fabbricati oggetto d'indagine. (cfr. Relazione Metodologica, *"Fase III - Verifiche numeriche"*).

2.3 La fase conclusiva

Sulla base dei risultati della fase di analisi si è proceduto alla fase finale di sintesi ed elaborazione dei risultati delle fasi precedenti (cfr. Relazione Metodologica, *"Fase IV - Sintesi dei risultati con rapporti tecnici atti a documentare i dati raccolti"*).

Di conseguenza, si è proceduto all'individuazione delle criticità rilevanti nei confronti della

sicurezza strutturale e dei corrispondenti criteri d'intervento, al fine di garantire un'adeguata sicurezza nei confronti dei carichi statici di esercizio e la riduzione della vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche attraverso la previsione di interventi di miglioramento sismico, come previsto dalle normative vigenti, con particolare attenzione agli eventuali interventi con carattere di urgenza (cfr. Relazione Metodologica, *"Fase V - Sviluppo delle proposte tecniche"*).

Gli interventi sulla struttura, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono stati valutati nel quadro generale della conservazione della costruzione; la scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della fase di analisi.

L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene.

Gli interventi sono in genere rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio è stata comunque valutata nel quadro di una indispensabile visione d'insieme, portando in conto gli effetti della variazione di rigidità e resistenza degli elementi.

La valutazione della sicurezza ed una chiara comprensione della struttura sono alla base delle decisioni e delle scelte degli interventi. In particolare, l'intervento è stato proporzionato agli obiettivi di sicurezza e durabilità, contenendo gli interventi in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico.

E' opportuno ricordare che, anche nei riguardi della prevenzione dai danni sismici, la semplice manutenzione può spesso evitare interventi fortemente trasformativi.

La scelta delle tecniche d'intervento andrà valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità.

Gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto. Da questo punto di vista gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, devono essere riparati piuttosto che sostituiti e le deformazioni ed alterazioni, costituendo una testimonianza del passato, dovrebbero essere mantenute, eventualmente adottando misure atte a limitarne gli effetti negativi sulle condizioni di sicurezza.

Particolare attenzione dovrà essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi.

3. ANALISI STORICO CRITICA

La conoscenza dei fabbricati oggetto di studio è prerogativa fondamentale per comprendere la concezione strutturale degli stessi ed è stata eseguita attraverso diversi livelli di approfondimento in funzione dell'analisi storica ed architettonica. I dati acquisiti sono stati sottoposti alla lettura critica e hanno permesso di formulare una sintesi finalizzata alla definizione del processo evolutivo dei manufatti edilizi con le fasi costruttive salienti, le geometrie degli elementi strutturali e l'eventuale stratificazione delle diverse parti che li compongono.

Le approfondite ricerche sul materiale documentario, finalizzate alla comprensione del processo evolutivo dell'edificio, sono state condotte principalmente su elaborati dell'epoca tra cui tavole di progetto architettoniche e strutturali rinvenute presso gli archivi del Comune di Ferrara.

Nelle indagini storiche si è tenuto conto anche dell'evoluzione funzionale dell'edificio e degli suoi singoli ambienti e si è posta l'attenzione particolare su eventuali alterazioni dell'originario schema strutturale, non trascurando gli altri aspetti rilevanti per l'individuazione delle cause del degrado.

L'area su cui sorge il complesso è ubicata nella parte meridionale dell'agglomerato urbano di Ferrara, in quella che all'epoca della realizzazione era una zona periferica, secondo le direttive del Piano Regolatore redatto nel secondo decennio del secolo scorso. L'intento dell'amministrazione dell'epoca è quello di spostare alcune importanti attività fuori dalle mura cittadine, tra cui appunto il Deposito Cavalli Stalloni precedentemente ospitato negli stabili a fianco della ex chiesa di San Nicolò, in pieno centro cittadino.

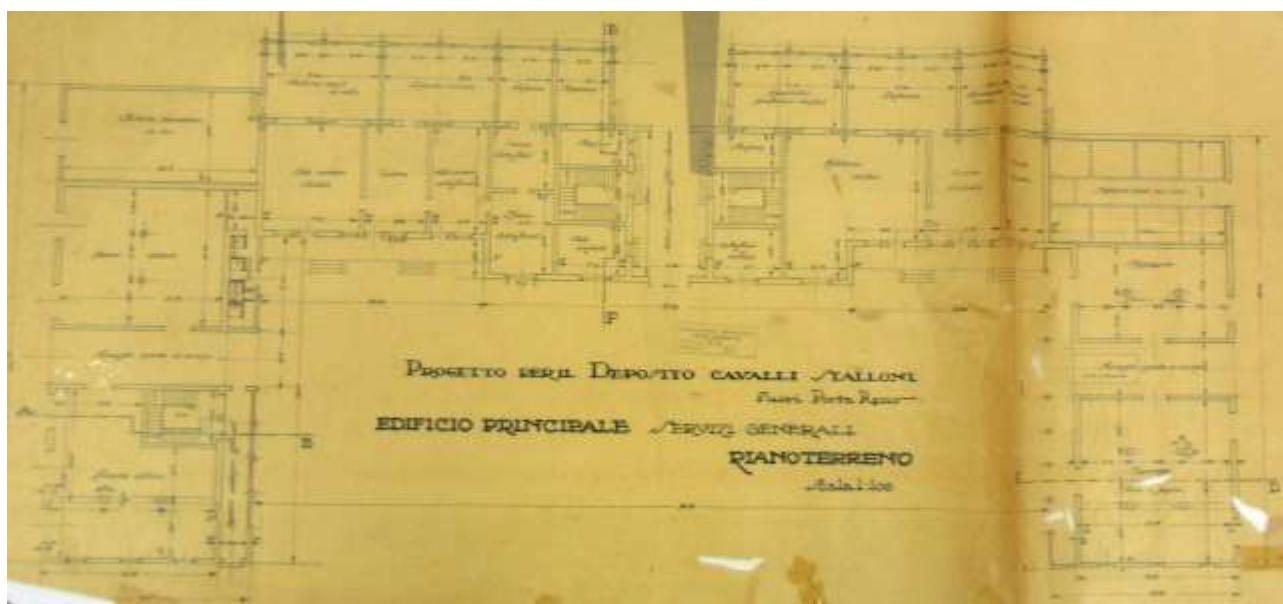


Figura 6 - Edificio principale - Elaborato di progetto originale

Con delibera del 27 marzo 1928 viene dichiarata aggiudicataria dell'appalto la Ditta Vezzani Patronieri di Bologna, così che i documenti dell'epoca sono indicativi di una prima impostazione strutturale delle opere da realizzare:

[...]il fabbricato principale con la relativa tribuna e il lavori di adattamento ed ampliamento della casa ad uso alloggio sottufficiali [...];

[...] 1° Numero quattro scuderie per cavalli stalloni comprendenti 39 box a 8 poste con annessi e

connessi come da disegno di progetto presentato, costruito con calcestruzzo di fondazione di laterizi sciolti spezzati, muratura di fondazione e muratura per muri e pilastri in elevazione, colonne centrali in ferro rivestite in cemento fino all'altezza della divisoria, box con divisorie in cemento armato e retinato con la lamiera stirata fino all'altezza di m. 1,25 dal pavimento e con sovrastante grigliato robusto di ferri curvati diametro 15 mm collegati da ferri a T e distanti circa cntr. 9 l'uno dall'altro, [...] pavimento del box in asfalto naturale su adatto sottofondo con presenza verso le corsie in battuto di terra o ghiaia; [...] travature del coperto in ferro e copertura in Eternit con lastre alla romana; parete interne intonacate in calce e tinteggiate, pareti esterne a mattone visto, con stilatura regolare con la cazzuola, fascie, bancali e romuri di decorazione, [...]

2° Numero una scuderia per cavalli composta di n° venti box a 8 poste, il tutto come alla precedente descrizione, [...]

3° Numero una scuderia infermeria, per n° 12 cavalli, come al disegno presentato, e in tutto identica alla precedente, ma con pavimento delle corsie in cemento rullato [...]

4° Numero un fabbricato per scuderia cavalli da sella e annessa tettoia e mascalchia come a disegno di progetto da me presentato, in tutto analogo al Edificio scuderie principali, eccetto per quanto riguarda il coperto che sarà con ossatura di legname, tavelloni e tegole marsigliesi [...]

5° Numero un fabbricato ad uso maneggio coperto come a disegno presentato, costruito con sottofondazioni in calcestruzzo di laterizi sciolti spezzati a calce e muratura di fondazione, muri di elevazione esternamente a mattoni visto con stilatura, [...], scalette interne in cemento, ballatoi laterali in cemento armato, ringhiera in ferro [...]; coperto formato da capriate a tergara in ferro, e relativa orditura completa, tavoloni e tegole marsigliesi; [...]

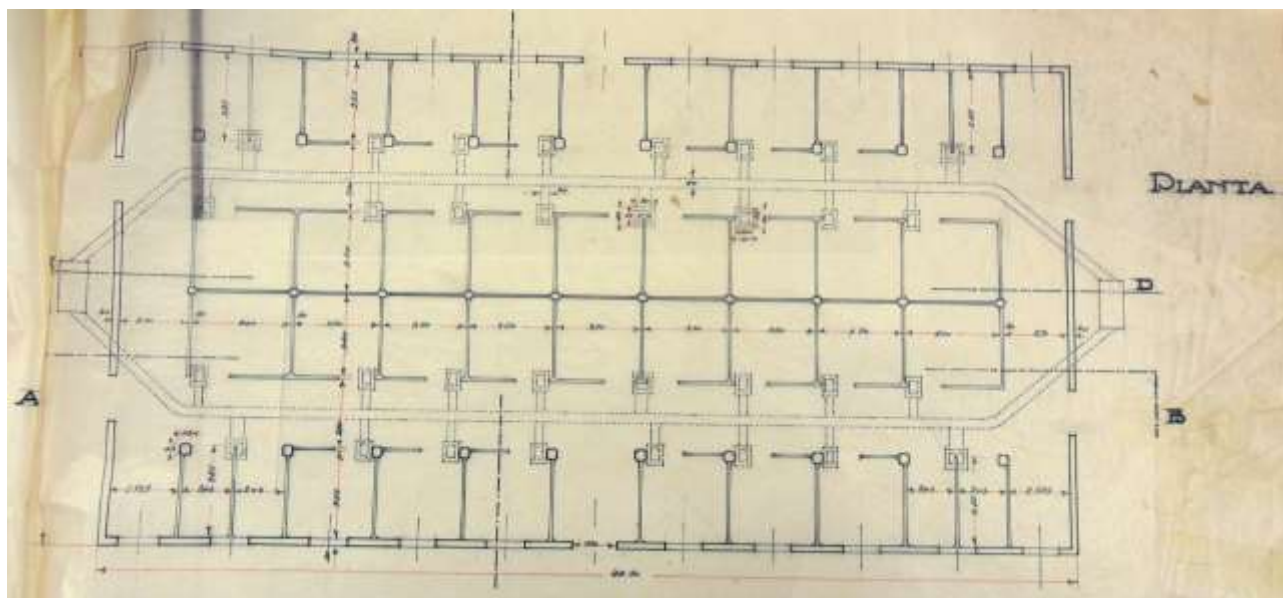


Figura 7 – Scuderia, elaborato di progetto originale

A maggior chiarimento della relazione inserita nel progetto presentato [...] si fanno le seguenti osservazioni:

1° Tribuna - La tribuna è stata già calcolata come portale a due cerniere. Infatti i due pilastri sono collegati alle rispettive fondazioni mediante due ferri 26mm e vi è una soluzione di continuità nelle gettate di calcestruzzo. Questa struttura è anche completamente indipendente dal fabbricato. Per quanto riguarda le sollecitazioni dovute alle variazioni termiche, rileviamo che nella mensola di copertura esse non possano interessare, essendo la mensola stessa libera di allungarsi: e che

inoltre nelle travi portante la scalinata, un calcolo approssimativo ci ha dimostrato come le predette variazioni termiche non ci costringeranno a variare le armature [...];

2° Per quanto riguarda le costruzioni in ferro sia del maneggio coperto, sia delle scuderie prima di passare alla costruzione delle varie opere verranno presentati all'on. Direzione dei lavori tutti quei particolari che essa potesse desiderare. Verrà studiato inoltre un nuovo schema di capriata per il maneggio perchè data la sua ampiezza ed il notevole interesse tra le capriate stesse sarà certo opportuno aumentare il numero dei nodi per non dover porre in opera ferri di dimensioni troppo aumentate che danneggerebbero notevolmente l'estetica. [...].

Quanto appena descritti trova riscontro in una planimetria ed in due elaborati prospettici depositati presso l'Archivio Storico Comunale, con la collocazione della mascalcia lievemente differente (disposta longitudinalmente rispetto al lato più lungo dell'edificio nell'elaborato prospettico e trasversalmente nell'elaborato planimetrico).

Dopo alcune vicissitudini di carattere contrattuale, con delibera del 5 novembre 1928 il Podestà rescinde il contratto di appalto con la ditta Vizzani Patronieri ed in data 18 gennaio 1929 stipula un nuovo contratto con l'Impresa Zaccarini, incaricata del completamento dei lavori.

Il complesso fu completato effettivamente verso la metà del 1930; si avvicendarono poi diverse imprese incaricate delle manutenzioni finché si arrivò agli anni del secondo conflitto mondiale con i manufatti già oggetto di *"rapido deperimento"*, come da documenti peritali del 1939.

A seguito degli eventi bellici, nel 1945 alcuni edifici risultano occupati interamente dal Comando Alleato Militare, con *"danni di guerra vari ma non notevolissimi"*, come riportato in alcuni documenti del Comune di Ferrara: *"alcuni coperti forati, muro di cinta demolito in tratti anche esterni, molti serramenti asportati, e danni di vario genere"*.

I lavori di ripristino dei danni provocati dai bombardamenti iniziarono nel 1950 e proseguono per alcuni anni con la realizzazione di soli lavori imprescindibili per il ripristino urgente delle strutture.

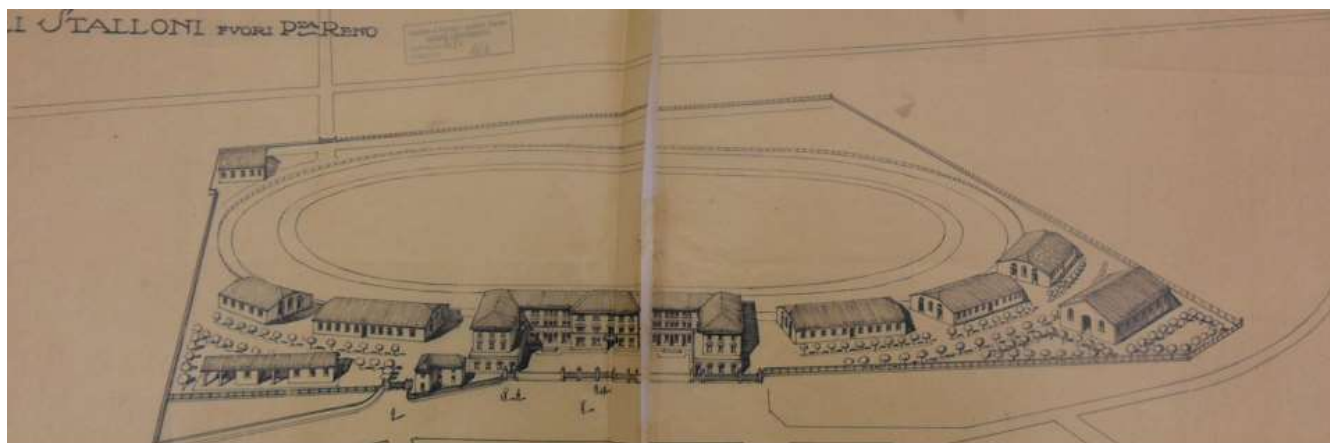


Figura 8 - Veduta aerea, elaborato di progetto originale

L'Ufficio Tecnico del Comune di Ferrara approntò un progetto di risanamento nel 1989, mai finanziato e dunque non realizzato, riguardante le strutture portanti delle scuderie con interventi alle murature esterne per problemi *"di continui assestamenti dovuti principalmente alla mancanza di scolo delle acque piovane, [...] soggette a lesioni sia verticali che orizzontali con aspetti di pericolosità statica e di conseguenti danni alle strutture collaterali"*.

Nel 1992 la Regione Emilia-Romagna sottoscrive una convenzione d'uso con il Comune di Ferrara per l'utilizzo gratuito dell'intero complesso dell'ippodromo, con impegno ad effettuare interventi di manutenzione straordinaria, adeguamento funzionale e normativo sull'intero complesso. Nella relazione successiva a sopralluogo si deduce che il complesso è in precario stato di manutenzione e necessità di interventi di vario genere volti alla messa in sicurezza delle strutture e degli eventuali utilizzatori.

Da allora non si ha riscontro di alcun intervento significativo ed attualmente gli edifici del complesso sono largamente inutilizzati, oltre che parzialmente danneggiati dagli eventi sismici del maggio 2012.

Da una analisi del materiale storico raccolto è stato possibile rilevare che il complesso oggi esistente presenta caratteristiche geometriche, strutturali ed architettoniche corrispondenti in massima parte agli elaborati progettuali originari. L'impostazione planimetrica del fabbricato Principale è rispettosa dei progetti originari mentre si segnala la variazione nella tipologia del materiale utilizzato per la struttura della coperta (in legno negli elaborati progettuali reperiti, in realtà in elementi metallici allo stato attuale). Nella Scuderia si segnala invece una discrepanza nelle dimensioni dell'alzato e nella configurazione delle coperture, mentre le dimensioni planimetriche sono paragonabili a quelle degli elaborati progettuali originari.

4. RILIEVO DELL'ESISTENTE

Il rilievo geometrico e strutturale del complesso dell'Ippodromo è stato effettuato in parte da Elletipi s.r.l. ed in parte da Arkengineering s.r.l con il preciso intento di individuare le geometrie dei locali, gli spessori murari, le altezze di piano, le altezze degli intradossi e dei solai. Sono state eseguite le mappature delle diverse tipologie costruttive dei solai, delle orditure primarie e secondarie.

Per l'esecuzione delle misure e delle indagini sono state utilizzate tecniche laser scanning integrate con tecniche tradizionali di rilievo.

4.1 Metodologia di rilievo e scelte operative

Il rilievo geometrico e strutturale è propedeutico all'effettuazione di analisi specialistiche sulle strutture in quanto è in grado di fornire accurate indicazioni sulle geometrie, forma, scostamenti dalla verticale, eventuali fuori piombo, superfici e più in generale un quadro più o meno completo dell'eventuale degrado strutturale dell'organismo edilizio. L'intento era dunque quello di creare un database contenente la totalità delle informazioni relative alla geometria, dimensioni, caratteristiche strutturali e stato di conservazione di ogni singolo oggetto, dettaglio o porzione dei fabbricati interessati.

Questa fase è ovviamente di fondamentale importanza per ogni successiva valutazione sulla struttura, sia dal punto di vista della vulnerabilità che delle prestazioni attese.

Il rilievo effettuato da Elletipi s.r.l., per quanto esteso, si è tuttavia rivelato carente di alcuni dati a causa dell'oggettiva difficoltà di accedere ad alcune aree (soprattutto nell'Edificio Principale) e delle insufficienti condizioni di sicurezza in cui si sarebbero dovute svolgere alcune delle prove previste.

La mancanza di alcuni dati, unitamente alla natura degli edifici ed allo stato di conservazione rilevato, ha condotto alla precisa scelta operativa di considerare un livello di conoscenza pari a LC1 per ogni analisi condotta a partire dai dati del rilievo geometrico-strutturale (secondo Appendice C8A alla Circolare 2 Febbraio 2009 n.617) con il raggiungimento di un livello di valutazione di tipo LV1.

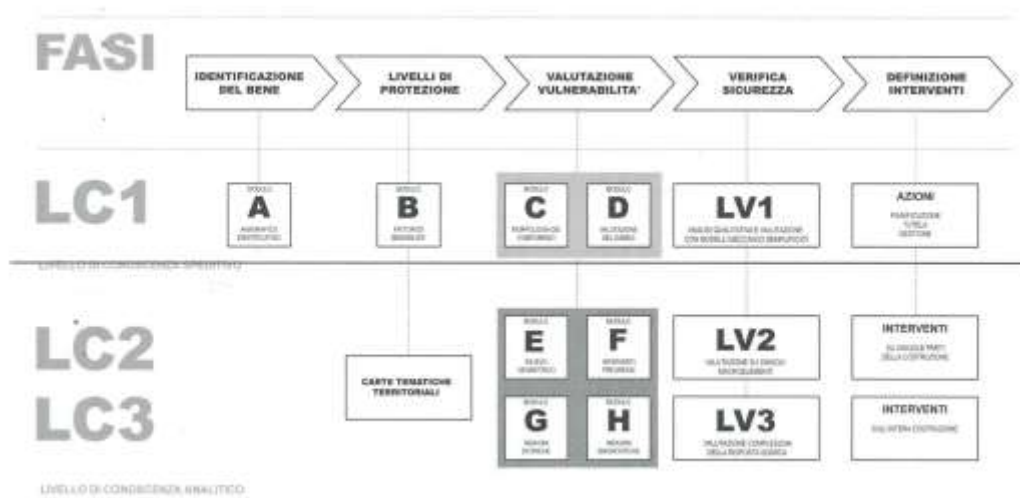


Figura 9

In una fase successiva, ad esempio per una analisi finalizzata alla redazione di un progetto di miglioramento, sarà necessario integrare le informazioni mancanti con ulteriori “indagini in situ estese” per poter raggiungere un livello di conoscenza pari a LC2 ed una valutazione complessiva della risposta sismica di tipo LV3.

4.2 Rappresentazione e restituzione grafica

Il rilievo effettuato da Elletipi s.r.l. ed Arkengineering s.r.l. è costituito da diversi elaborati che hanno costituito la base per i dati di partenza dell’analisi sismica, tra cui:

- Tavola di rilievo delle stratigrafie dei solai
- Rilievo geometrico delle fondazioni
- Rilievo geometrico dell’Edificio Principale
- Rilievo delle strutture dell’Edificio Principale
- Rilievo dei vani interni e numerazione nell’Edificio Principale
- Rilievo geometrico e strutturale della Scuderia n.4

5. RILIEVI ED ANALISI GEOTECNICHE

La conoscenza delle pericolosità geologico-tecniche è assolutamente necessaria per formulare le opportune valutazioni riguardo la tutela dei manufatti architettonici nei confronti del rischio idrogeologico, idraulico, sismico e geotecnico. Ogni valutazione dovrà poi inserirsi a sua volta nel quadro delle disposizioni previste dagli strumenti di pianificazione comunale e/o sovraordinata tenendo conto dei vincoli ambientali e delle prescrizioni tecnico-amministrative.

Risulta allora necessario disporre di:

- un modello geologico che dia un quadro strutturale del sito, una lettura litomorfologica del territorio, indicazioni idrauliche e valutazioni idrogeologiche, indicazioni sulla pericolosità sismica dell'area, sulla risposta sismica locale e sui possibili effetti di sito;
- un modello geotecnico sulla base di una indagine geognostica che indichi la categoria del sottosuolo, i parametri di accelerazione massima attesa al sito, il valore di amplificazione stratigrafica ed eventualmente topografica, la caratterizzazione geotecnica delle unità litostratigrafiche, la valutazione della possibilità di liquefazione ed un eventuale calcolo dei cedimenti.

Per la definizione del modello geotecnico del sottosuolo è stata eseguita una campagna completa di indagini.

Tutti i dettagli delle indagini, delle prove in sito e della strumentazione installata possono essere ritrovati nei rapporti tecnici allegati alla Relazione Geologica, Sismica e Geotecnica ad opera del Dott. Geologo Marilena Martinucci, alla quale si rimanda. Nel seguito si riporta per brevità solo un quadro di sintesi delle prove di laboratorio eseguite, per un'elencazione completa si rimanda agli allegati.

Come trattato più approfonditamente nella relazione di cui sopra, la zona in cui sorge il complesso dell'Ippodromo è situata immediatamente a sud del centro storico cittadino ed in epoche passate rappresentava un ampio spazio acquitrinoso alla destra del fiume Po; la costruzione del territorio è stata operata quindi da sovralluvionamenti, con depositi di sabbie fini e limi, e deposizioni di argille più o meno organiche e plaghe torbose. Tale sequenza litostratigrafica è riconosciuta nelle successioni litologiche di indagini eseguite in zona. Tale caratteristica del territorio fa sì che la zona della vicina via Bologna sia topograficamente più depressa progressivamente da nord-est.

La zona interessata dalla sequenza sismica è caratterizzata da una modesta sismicità storica, così come riportata dalla Relazione Geologica con accurata cronologia.

L'evento sismico maggiormente significativo è stato il terremoto di Magnitudo (MI) = 5.9 avvenuto il giorno 20 maggio 2012 alle con epicentro nei pressi di Finale Emilia, preceduto da un episodio analogo di MI = 4.1 ed a cui sono seguite numerose repliche.

5.1 Indagini in sito

Secondo le vigenti norme tecniche *"I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito"* e pertanto è stata eseguita una indagine geognostica completa, eseguita dalla Ditta Elletipi s.r.l. e comprendente l'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico che

consente di misurare la velocità nel terreno delle onde sismiche S permettendo una valutazione diretta del parametro Vs30 contemporaneamente alla acquisizione dei parametri geotecnici q_c e f_s e della pressione neutra U (SCPTU) spinta alla profondità di 30.00 metri dal piano di campagna. La prova penetrometrica statica con piezocono sismico consiste nell'infissione a pressione nel terreno di un piezocono solidale a un modulo sismico, mediante una batteria di aste coassiali. Alla punta penetrometrica elettrica con elemento poroso e trasduttore di pressione (piezocono) è associato un modulo sismico con due geofoni a distanza di 1 metro l'uno dall'altro, che registrano le onde di taglio generate da un dispositivo di energizzazione posto in superficie. Mediante la misurazione del ritardo di arrivo delle onde di taglio fra i due geofoni nello strato di terreno compreso, eseguito ad ogni metro, si misura la velocità di propagazione delle onde S.

5.2 Definizione delle caratteristiche del terreno

Dal punto di vista geotecnico, i terreni coesivi rilevati mediamente fino a circa 15.00 metri di profondità presentano uno scarso grado di consistenza. La coesione non drenata c_u è stata derivata unicamente dalla interpretazione delle prove CPTU in base alla Resistenza alla punta. Fino a circa 6.50 metri, per i terreni che possono essere interessati dal carico trasmesso dalle fondazioni degli edifici, il valore di coesione è indicato in 30 KPa.

I livelli intercalati restano di più difficile interpretazione poiché il loro comportamento è da valutare in modo diverso se di tipo granulare (sabbia fine e sabbia limosa) o se di tipo coesivo (argille più o meno organiche).

Il comportamento ciclico e dinamico dei terreni sopra considerati può essere misurato in laboratorio su campioni prelevati indisturbati tramite prove di colonna risonante, al fine di individuare il campo delle deformazioni entro cui il comportamento del terreno può essere considerato elastico (modulo di taglio G e smorzamento D costanti). Attraverso tali prova può essere descritto anche il comportamento non lineare in termini di decadimento della rigidezza e aumento dello smorzamento per deformazioni superiori alla soglia elastica.

Mentre i terreni sotto la profondità di m 15.00 sono considerati normalconsolidati (NC), per i terreni fino a 15.00 metri potrebbe essere utile determinare i parametri di deformabilità tramite prova edometrica per la verifica del grado di consolidazione.

Questi dati geotecnici risultano di interesse anche per le valutazioni di Risposta sismica locale.

Il Fattore di amplificazione sitospecifico per i terreni circostanti è valutato pari a 1.816, superiore al valore medio di 1.5 dato dalla Regione per il Comune di Ferrara ma in linea con il valore teorico indicato per i terreni classificati di tipo D.

Le valutazioni sono fatte quindi con un valore di accelerazione massima al suolo dato dal prodotto $0.132g \times 1.816$ che risulta pressoché pari a $0.24g$. La liquefazione è risultata pertanto possibile per i livelli sabbioso limosi intercalati e ipotizzati presenti fino a 15.00 metri.

Riguardo allo scenario prospettato di un sisma con epicentro sulla struttura di Ferrara, dovrà essere tenuto conto di un valore di accelerazione massima di $0.3g$ e il rischio di liquefazione potrà essere maggiore.

5.3 Definizione dell'azione sismica

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario valutare l'effetto della risposta sismica basandosi sull'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento. Questa

classificazione si basa sui valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità. L'indagine effettuata con il cono sismico (SCPTU) ha consentito di ricostruire il quadro sismico del sottosuolo dell'area indagata fino alla massima profondità d'indagine raggiunta di 30 m.

Il valore medio di V_{s30} risulta pari a 176 m/s per cui il sottosuolo è posto in classe D "*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti*", caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s.

Come disposto dalle Norme Tecniche vigenti (DM 14/01/08) le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica di base si definisce sulla base di parametri quali a_g (accelerazione orizzontale massima attesa), F_0 (valore del fattore di amplificazione) e T^*c (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) e questi valori sono forniti in allegato alle Norme Tecniche per tutto il territorio nazionale.

Il sottosuolo di riferimento in base ai valori di V_s fino alla profondità di 30 metri è risultato in classe D.

6. RILIEVO DELLE STRUTTURE

Le prime informazioni sullo stato, tipologia e geometria delle strutture portanti dei fabbricati sono state desunte da sopralluoghi e dall'esame degli elaborati progettuali originali rinvenuti presso gli archivi del Comune di Ferrara. Da questi elaborati è stato possibile elaborare un primo schema generale delle strutture dei fabbricati ed avere così conferma o meno di quanto rilevato visivamente in sito.

Tuttavia, per sopperire all'assenza di informazioni sufficientemente dettagliate relative alle strutture verticali portanti dell'edificio, agli orizzontamenti ed alle coperture sono state eseguite campagne di indagine in situ finalizzate alla determinazione quanto più accurata possibile degli schemi strutturali, dei materiali impiegati e delle tecniche realizzative impiegate.

Il rilievo strutturale è fondamentale per conseguire una buona conoscenza della geometria dei singoli elementi strutturali, delle murature impiegate, degli elementi in c.a. e delle loro armature longitudinali e trasversali; il rilievo ha costituito una importante fase propedeutica alla realizzazione delle indagini e delle prove in situ necessarie alla completa analisi di strutture di questo genere in cui è richiesto un elevato livello di conoscenza di ogni caratteristica strutturale e dei materiali impiegati.

A seconda della disponibilità degli elaborati progettuali, i saggi sono stati utili a verificare la rispondenza tra edificio realizzato e progetto, catalogando gli elementi strutturali con caratteristiche uguali o ricorrenti, quali murature (caratteristiche) ed elementi in c.a. (geometria ed armatura).

I saggi sulla struttura nel suo complesso e sui singoli elementi strutturali principali sono stati mirati a definire nel massimo dettaglio le loro caratteristiche geometriche esterne e interne, la tipologia strutturale, la presenza e le dimensioni di eventuali giunti di separazione strutturale, le caratteristiche di un possibile quadro fessurativo conseguente ad eventi sismici o ad altre azioni, le cause di possibili riduzioni alla resistenza, rigidezza e duttilità dei materiali e degli elementi strutturali.

6.1 Indagini in sito

La campagna di indagine in sito è stata condotta dalla ditta Elletipi s.r.l. su incarico del Comune di Ferrara, nei giorni 9 e 24 Luglio ed 1, 2 e 5 Settembre 2014. Le indagini hanno interessato 7 edifici e più precisamente:

- il corpo centrale dell'ippodromo (struttura in muratura sviluppata su 3 livelli);
- le 6 scuderia con struttura in muratura e calcestruzzo.

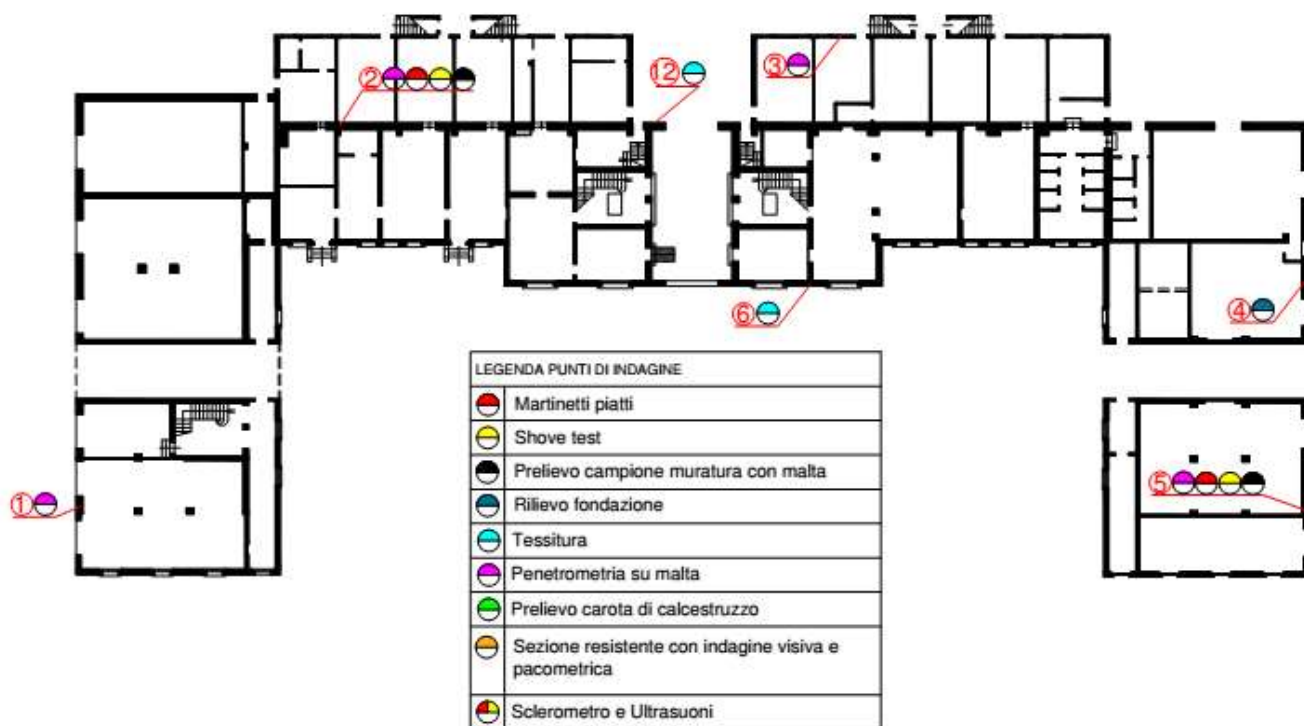


Figura 10 - Edificio Principale, piano terra

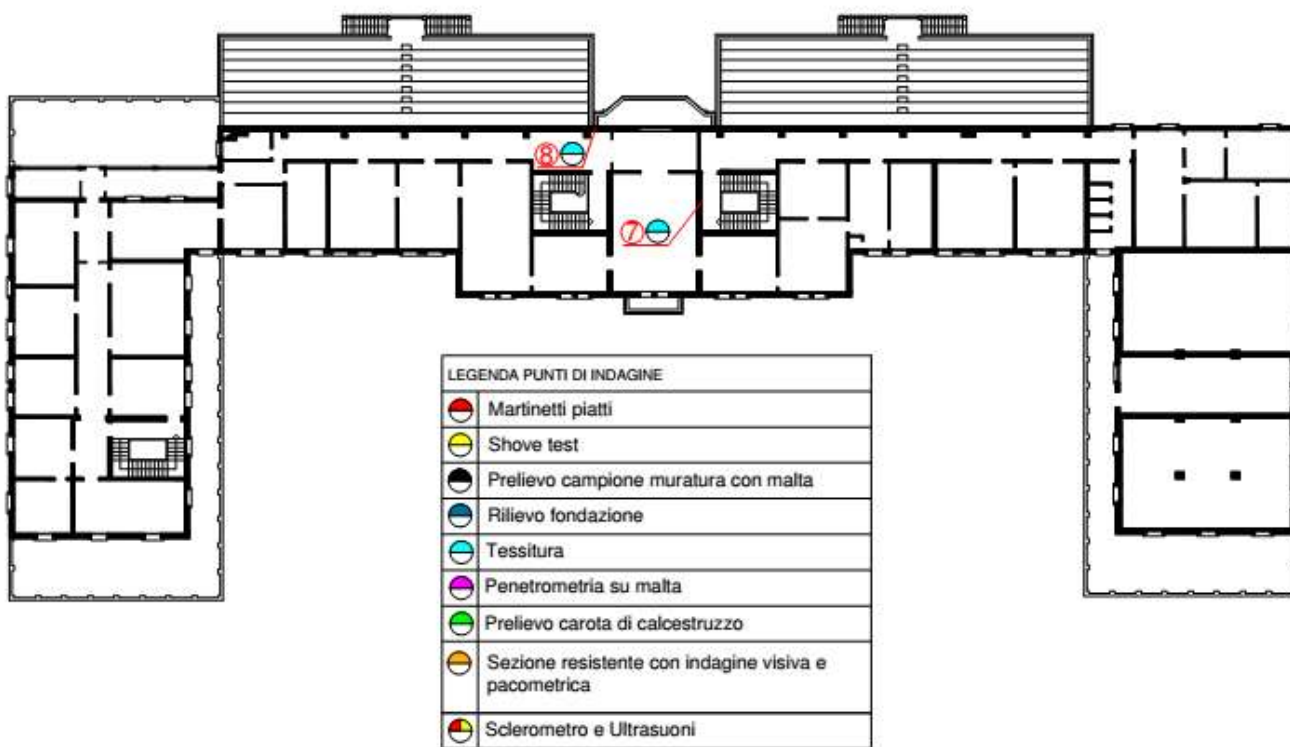


Figura 11 - Edificio Principale, piano primo

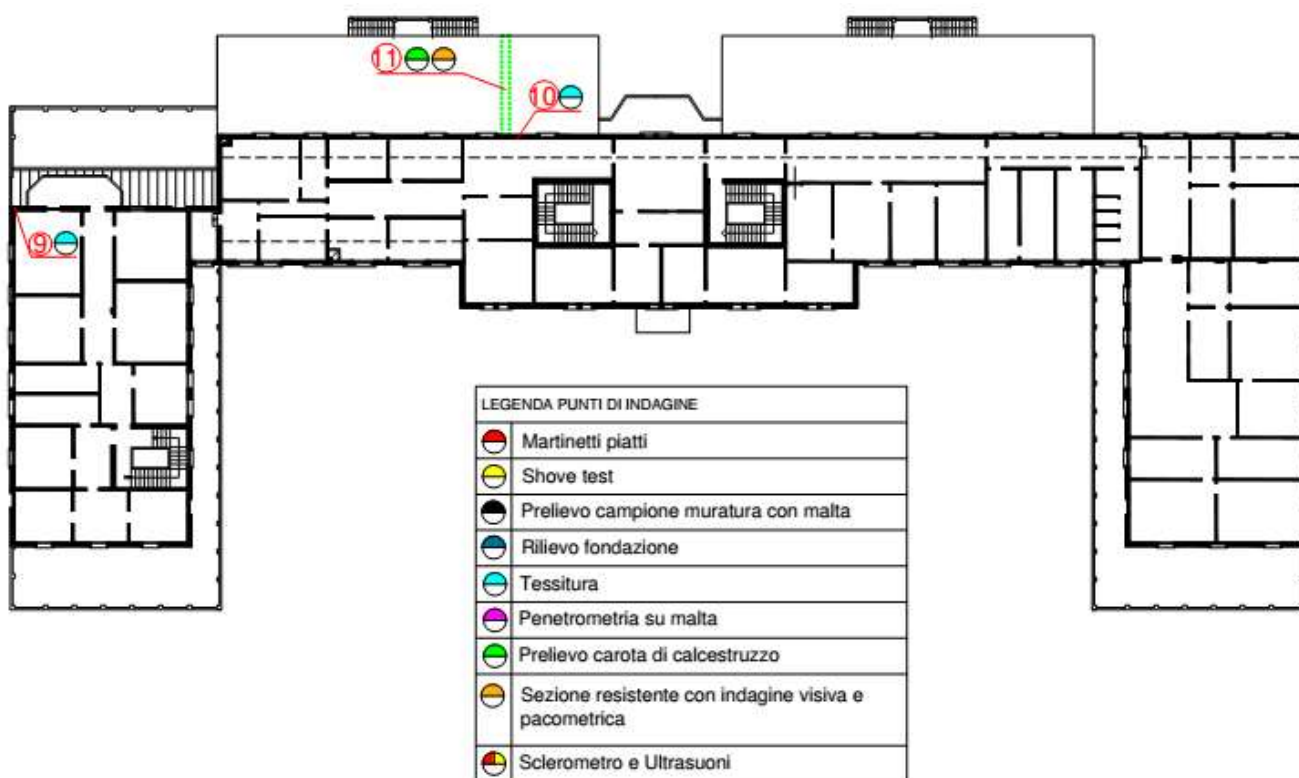


Figura 12 - Edificio Principale, piano secondo

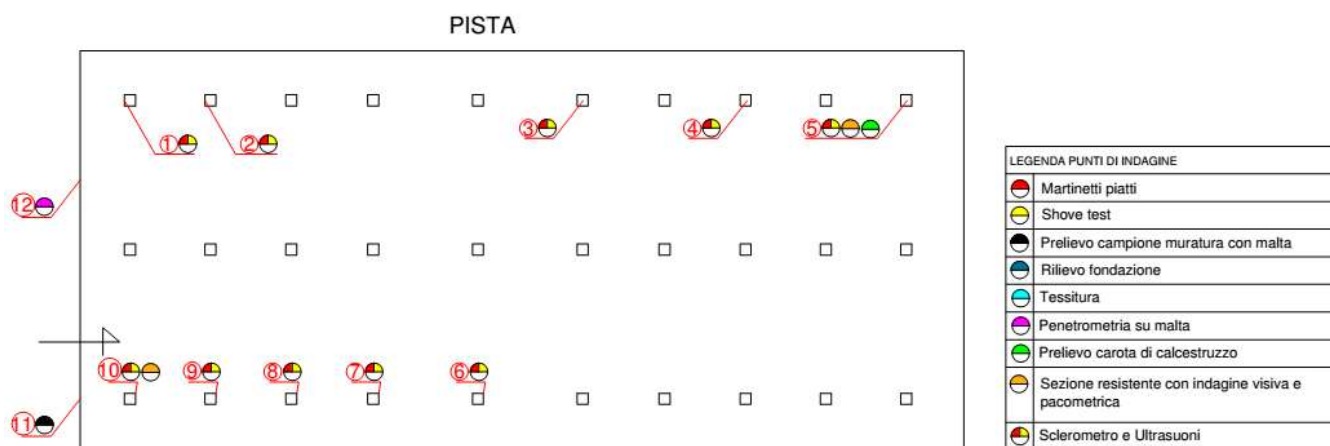


Figura 13 - Scuderia n.4, piano terra

6.2 Rilievo strumentale

La raccolta dei dati necessari è avvenuta mediante una serie di indagini che possono essere suddivise in indagini di tipo distruttivo e non distruttivo.

In ogni frangente si è cercato di preservare le strutture e le finiture dei manufatti edilizi, effettuando prove di tipo non distruttivo in grado di fornire tutti i dati necessari lasciando quanto più possibile inalterato lo stato di fatto dei luoghi. Le prove effettuate sono le seguenti:

- indagini sclerometriche sui pilastri in c.a. per verificare i livelli di resistenza del cls;
- indagini ultrasoniche sugli stessi elementi in c.a. mediante propagazione di onde ultrasoniche e studio della loro correlazione al modulo elastico del materiale;
- metodo combinato per il calcolo della resistenza del calcestruzzo, secondo la metodica combinata SONREB delle due prove precedenti al fine di ottenere ulteriore verifica dei risultati;
- prove penetrometriche puntuali sui giunti di malta dei setti murari portanti.

Tuttavia, in alcuni casi è stato necessario ricorrere a prove distruttive, ovvero le uniche prove in grado di restituire i dati necessari e con un opportuno livello di affidabilità. Le prove distruttive che si sono rese necessarie sono le seguenti:

- prove con martinetti piatti singoli e doppi sulle murature portanti, per ricavare le caratteristiche proprie delle murature indagate;
- *shove test* con prova di scorrimento locale di un singolo mattone;
- prelievo di campioni di muratura con corso di malta con successive prove di compressione e punzonamento in laboratorio.

In totale, sono state eseguite n.70 indagini non distruttive in sito, così suddivise:

- n.30 indagini sclerometriche;
- n.30 indagini ultrasoniche;
- n.10 indagini penetrometriche.

Le indagini sclerometriche ed ultrasoniche sono state effettuate su pilastri in calcestruzzo mentre le indagini penetrometriche sono state effettuate su corsi di malta dei setti murari.

Per le parti in c.a. sono dunque stati effettuati saggi su un sufficiente numero di elementi per ogni piano; l'individuazione delle armature negli elementi strutturali è stata rilevata visivamente con tracce orizzontale (per determinarne le dimensioni effettive) su almeno due lati ortogonali dell'elemento indagato (tipicamente per pilastri e/o travi). In modo analogo, con tracce verticali è stata verificata la presenza e il diametro delle staffe. La determinazione delle armature è stata agevolata dall'uso di un pacometro.

Sono state individuate le caratteristiche di ripetitività della struttura, definendo così un criterio di indagine che ha permesso di ottimizzare la scelta dei punti ove effettuare i saggi volti alla determinazione delle armature.

E' stata inoltre verificata l'effettiva consistenza delle lesioni visibili sulle strutture in c.a. con particolare attenzione all'approfondimento delle cause di tali eventuali lesioni, dissesti o stati di degrado già presi in esame durante l'ispezione visiva.

6.2.1 Indagini sclerometriche

Le indagini sclerometriche hanno consentito di individuare la resistenza del calcestruzzo in strutture portanti esistenti con una approssimazione di circa il 15-20% a causa della sua non omogeneità e non isotropicità.

Le prove sono state eseguite con sclerometro TRIMTEC secondo la norma di riferimento UNI EN 12504-2, direttamente sull'elemento strutturale da controllare, delimitando la zona da sottoporre alla prova con esclusione delle aree in cui è presente armatura e controllando che la superficie non sia danneggiata. Lo strumento utilizzato per l'indagine viene appoggiato sulla superficie perpendicolarmente ad essa e successivamente viene premuto. Il rimbalzo della massa pesante legata alla molla del percussore muove un indice su una scala graduata dove si legge la restituzione di energia (tanto maggiore quanto più è resistente il cls).

Il risultato è stato calcolato come media di tutte le misure.

I valori del rimbalzo dello sclerometro sono tarati in modo che possono essere convertiti in resistenza alla compressione convenzionale mediante diagrammi che vengono forniti dal produttore.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

6.2.2 Indagini ultrasoniche

L'indagine ultrasonica è stata condotta con strumento DPS Ultrasonic UTD 1004 secondo la norma di riferimento UNI EN 12504-4. La prova si basa sulla propagazione di un treno di onde ultrasoniche di vibrazione da parte di una sorgente e sulla stima della resistenza del cls in base alla velocità di propagazione delle onde stesse che è correlata al modulo elastico del materiale.

L'apparecchiatura per la prova è formata da un trasmettitore ad impulsi i quali, attraverso un trasduttore, vengono trasformati in vibrazioni meccaniche di frequenze ultrasoniche (55 kHz); è inoltre presente un dispositivo che consente di misurare la velocità di propagazione di un impulso sonoro attraverso il cls, mediante la determinazione del tempo di propagazione fra la sonda emittente e la sonda ricevente.

La misurazione viene effettuata con diverse emissioni di ultrasuoni, rilevando il valore medio su tre passaggi eseguiti consecutivamente con valori.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

6.2.3 Metodo combinato

I risultati delle prove di indagine ultrasoniche e sclerometriche possono essere influenzati da particolari condizioni degli elementi indagati quali l'umidità (con eventuale sovrastima della velocità ultrasonica e sottostima l'indice di rimbalzo) e l'invecchiamento (con eventuale sovrastima dell'indice sclerometrico e sottostima della velocità ultrasonica).

Per ottenere risultati maggiormente precisi ed al netto delle condizioni di cui sopra, è stato utilizzato il metodo Sonreb per la combinazione delle misure di onde ultrasoniche con quelle dell'indice di rimbalzo.

La combinazione delle due prove garantisce una compensazione dei possibili errori di sovrastima e/o sottostima e si definisce la resistenza cubica a compressione del cls.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

6.2.4 Prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite nelle seguenti posizioni:

- n.4 setti murari nell'Edificio Principale;
- n.1 setto murario della Scuderia 1;
- n.1 setto murario della Scuderia 2;
- n.1 setto murario della Scuderia 3;
- n.1 setto murario della Scuderia 4;
- n.1 setto murario della Scuderia 5;
- n.1 setto murario della Scuderia 6.

L'indagine è di tipo non distruttivo e riguarda in maniera puntuale il giunto di malta quale componente elementare della muratura, con lo scopo di determinare l'omogeneità e la risposta a perforazione dello stesso.

La prova consiste nell'infissione in opera di una massa battente.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

6.2.5 Estrazione di carote di calcestruzzo

Nell'ottica di una corretta valutazione delle strutture esistenti, le prove su campioni estratti da opere già eseguite si dimostrano di fondamentale importanza, anche alla luce delle valutazioni richieste dalle norme vigenti ove si debba procedere alla valutazione della resistenza prima di disporre interventi su di esse.

L'estrazione dei cilindri di calcestruzzo è stata eseguita secondo la norma di riferimento UNI EN 12504-1 su due pilastri appartenenti alla Scuderia 1 e alla Scuderia 4 e sulla trave a vela dell'Edificio Principale.



Figura 14 - Estrazione di carote in calcestruzzo

La zona del prelievo è stata ispezionata con pacometro per accertare l'assenza dei ferri di armatura in corrispondenza della zona di prelievo; successivamente si è proceduto al prelievo dei

campioni veri e propri.

Nell'esecuzione della prova si è tenuto conto dell'esigenza di evitare il taglio di armature e della inevitabile riduzione della sezione resistente dell'elemento da cui è stata estratta la carota, con fori eseguiti nelle zone meno sollecitate degli elementi strutturali. Gli accorgimenti presi consentono di affermare che gli elementi strutturali interessati dal prelievo non sono in alcun modo stati compromessi nelle loro funzioni statiche.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

6.2.6 Sezioni resistenti con metodo visivo

Il rilievo delle sezioni resistenti è stato eseguito su 7 elementi tra cui:

- Trave a vela dell'Edificio Principale;
- n.2 pilastri della Scuderia 1
- n.2 pilastri della Scuderia 2;
- n.2 pilastri della Scuderia 4.

Il rilievo è stato effettuato in parte tramite pacometria e in parte mediante tecniche di misura dirette che hanno comportato la rimozione dell'intonaco e del copriferro fino ad arrivare all'individuazione delle barre di armatura con conseguente esame visivo.



Figura 15 - Rilievo visivo delle armature in un pilastro della scuderia, con prelievo di un campione.

Questa metodologia ha permesso di effettuare localmente una misura diretta del diametro delle barre ed individuare la tipologia dell'armatura; inoltre è stato eseguito un controllo visivo dello stato di ossidazione delle barre d'armatura e più in generale si è ricavata un'utile integrazione alle informazioni ricavate con il pacometro.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

6.2.7 Prove con martinetti piatti

Le prove di martinetto piatto sono state eseguite in due setti murari dell'Edificio Principale, secondo le disposizioni ASTM - norme C1196 e C1197.

Mediante questa metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti è stato possibile ricavare la tensione di esercizio della muratura indagata, la tensione di uscita dal campo elastico lineare, la tensione di rottura, il modulo di Young verticale, il modulo di elasticità tangenziale ed il modulo di Poisson.



Figura 16 - Prova con martinetto piatto doppio

La prova si suddivide in due fasi: la prima prevede l'utilizzo di un solo martinetto piatto che permette di individuare il carico di esercizio del setto murario, la seconda fase prevede l'inserimento del secondo martinetto per ricavare i carichi utili per la determinazione dei parametri sopracitati.

Per quanto riguarda il martinetto singolo, la metodologia prevede l'installazione delle basi di misura formate da coppie di capisaldi e successiva esecuzione del taglio del setto murario. Inserito il martinetto piatto all'interno del taglio, esso viene portato gradualmente in pressione fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto sarà pari alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di costanti che tengono conto del rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio praticato e di un coefficiente di rigidità del martinetto.

Successivamente alla prova con martinetto piatto singolo, si esegue un secondo taglio ad una distanza di circa 40 cm dal precedente, in cui inserire un secondo martinetto piatto collegato in serie al primo. I martinetti, quindi, si collegano ad un'unica pompa oleodinamica per permettere la messa in pressione contemporanea del sistema. Il controllo delle pressioni in gioco avviene

mediante lettura diretta sul manometro digitale collegato alla pompa stessa. Mandando contemporaneamente in pressione i due martinetti si provoca uno stato di tensione monoassiale sulla porzione di muratura compresa fra di essi, riproducendo quindi una prova in condizioni simili a quelli di un test uniassiale convenzionale. La misura degli spostamenti avviene attraverso deformometro millesimale, su basi di misura precedentemente installate nella zona compresa tra i due martinetti. La prova si imposta su vari cicli di carico-scarico, fino al raggiungimento di pressioni molto superiori a quelle iniziali, in modo da ottenere indicazioni sulle caratteristiche di resistenza a collasso della muratura.

Il rapporto tra la tensione limite, così determinata, e il valore della tensione d'esercizio, individuata con la prova del martinetto piatto singolo, ha fornito un coefficiente di sicurezza relativo al maschio murario in esame.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

Si segnala la mancanza di prove di questo tipo sulle murature delle Scuderie poichè gli operatori di Elletipi s.r.l. hanno ritenuto che le murature fossero in condizioni di notevole degrado e non idonee a sopportare una prova invasiva come quella con martinetti piatti.

6.2.8 Shove test

La prova di scorrimento locale di un singolo mattone (Shove Test) è stata eseguita in due punti dell'Edificio Principale ed è stata impiegata per ricavare l'indice di resistenza della muratura nei confronti del complesso meccanico di rottura a taglio nel piano della parete.



Figura 17 - Shove test

Il modo più semplice di esecuzione prevede la sola rimozione di un mattone, al posto del quale viene inserito un martinetto, unitamente alla rimozione di un giunto verticale di malta; successivamente si può effettuare la misura del carico di scorrimento, rilevando la curva carico-scorrimento relativo tra mattone e malta.

Il meccanismo resistente mobilitato nel corso dello shove-test è controllato dall'aderenza e dalla tensione di compressione perpendicolare al giunto di malta.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

6.2.9 Prelievo di campioni di muratura

Si è effettuato al prelievo di campioni muratura che sono stati opportunamente siglati e successivamente trasferiti nel laboratorio di Elletipi s.r.l. per essere sottoposti alle prove di compressione e alle prove di punzonamento.



Figura 18 - Prelievo di campione in muratura

I prelievi di campioni di muratura effettuati sugli edifici dell'ippodromo sono stati in totale 6:

- n.2 nell'Edificio Principale;
- n.1 nella Scuderia 1;
- n.1 nella Scuderia 2;
- n.1 nella Scuderia 3;
- n.1 nella Scuderia 4.

6.2.10 Rilievo geometrico delle fondazioni

L'analisi storica precedentemente condotta non ha fatto emergere precedenti studi o informazioni riguardanti le fondazioni in modo specifico, pertanto si è reso necessario programmare apposite indagini al fine di acquisire le informazioni necessarie alla valutazione del relativo livello di sicurezza. Si è optato per il ricorso ad indagini dirette in grado di garantire una maggiore affidabilità dei risultati.



Figura 19 - Operazione di rilievo delle fondazioni

La geometria della fondazione in muratura sottostante il setto murario principale è stata rilevata in corrispondenza del punto di indagine disposto per l'Edificio Principale.

In tale punto la fondazione risulta avere un piano di posa posto ad 1.30 metri di profondità rispetto al piano di campagna, con un allargamento totale pari a circa 80 cm.

Nel punto di indagine disposto per la Scuderia 1, il piano di posa della fondazione in muratura risulta essere posto ad una profondità di circa 1.10 m rispetto al piano di campagna ed il suo allargamento è di circa 20 cm totali.

I risultati completi del rilievo sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

6.3 Prove di laboratorio

I campioni prelevati in sito sono stati oggetto di approfondite prove di laboratorio, al fine di ricavare tutti i dati necessari alla caratterizzazione della tipologia delle strutture e dei materiali impiegati.

I campioni di cls prelevato tramite carotaggio sono stati sottoposti a prova di rottura per compressione secondo norma UNI EN 12390-1, UNI EN 12390-3 ed UNI EN 12504-1. Dai campioni sono stati ricavati provini di forma cilindrica adeguatamente pesati, misurati e rettificati su cui è stato applicato un carico assiale; con successive prove e misurazioni è stata infine determinata la resistenza dei campioni stessi a compressione cilindrica.

Successivamente, i provini giunti a rottura sono stati sottoposti a prova della profondità di carbonatazione secondo norma UNI 9944:1992. La prova consente di rilevare lo stato di conservazione di elementi strutturali in cls attraverso il processo chimico della carbonatazione, il quale prevede che per azione dell'anidride carbonica che è presente nell'aria si venga a neutralizzare la calce presente nel cls. La misura della profondità di carbonatazione è stata eseguita impiegando una soluzione di fenolftaleina all'1% in alcool etilico che viene spruzzata con un nebulizzatore sulle superfici interne del provino successivamente alla rottura per compressione. Attraverso la colorazione del materiale si evidenzia la presenza di calce libera e quindi la presenza di carbonatazione.

Allo stesso modo, altri provini ricavati da altri campioni sono stati sottoposti a prova di compressione su provini prismatici di muratura

Ogni campione è stato sottoposto a rottura per compressione, secondo la procedura di prova descritta dalla norma UNI EN 772-1 che fornisce la resistenza a compressione dell'elemento resistente in laterizio, calcolata sulla media dei valori ottenuti dai provini prismatici.

Infine, campioni di malta asportata in sito sono stati sottoposti a prove di punzonamento; la prova consiste nel posizionare una lastra di malta tra due punzoni aventi entrambi diametro pari a 20 mm: alla rottura della malta si procede a registrare il carico massimo raggiunto e lo si divide per l'area del punzone per ottenere il valore della resistenza a compressione. Per ogni provino vengono riportati i valori dello spessore del giunto di malta, del carico di rottura raggiunto e della relativa resistenza. La resistenza della malta è calcolata come media aritmetica delle resistenze ottenute dai singoli campioni.

I risultati completi delle prove sono riportati nella Relazione Tecnica approntata da Elletipi s.r.l.

7. ANALISI E DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Il rilievo geometrico, le indagini e le prove effettuate sulle strutture e sui materiali hanno permesso di ricostruire la geometria strutturale dei fabbricati oggetto di studio, come descritta nei capitoli successivi.

Le conoscenze acquisite sono state utilizzate per una accurata modellazione delle strutture ed una loro analisi sismica al fine di ricavare la valutazione della vulnerabilità.

7.1 Edificio Principale

L'Edificio Principale è interamente realizzato con muratura portante e si sviluppa su piano interrato, piano terra, piano primo, piano secondo, sottotetto non praticabile e copertura.

Il piano interrato si sviluppa in corrispondenza di una parte del corpo centrale del fabbricato e presenta pareti portanti in muratura che partono dalle fondazioni (costituite da un allargamento in laterizio della base muraria). Le murature si sviluppano in altezza per circa 1,80 metri fino a raggiungere l'orizzontamento di piano terra.

Le aree del fabbricato non dotate di interrato presentano pavimentazione del piano terra direttamente appoggiata sul terreno.

Le murature portanti del piano terra si sviluppano per un'altezza di piano pari a circa 4,50 metri (media) e sono costituite da setti murari in laterizio, con spessori pari ad una testa e due teste per le murature portanti interne e spessori pari a due o più teste per le murature portanti perimetrali.

L'orizzontamento di piano primo è costituito da solai in latero-cemento riconducibili alle tipologie "S4" ed "S5" come da indagini di Elletipi s.r.l.: si tratta di solai con travetti in c.a. e pignatte in laterizio aventi spessore pari a 18+4 cm con interasse dei travetti pari a 26 cm (solaio "S4") e spessore pari a 16+4 cm con interasse dei travetti pari a 29 cm (solaio "S5"). In corrispondenza del solaio di piano primo sono presenti cordoli in c.a. lungo tutto lo sviluppo della muratura perimetrale ed interna.

Nell'ala sinistra del fabbricato è presente un solaio a cassettoni realizzato con nervature in conglomerato cementizio armato interamente gettato in opera, inoltre sono presenti porzioni di solaio con soletta piena e nervature in c.a.

La muratura portante del piano primo costituisce il proseguimento dei muri del piano sottostante e si sviluppano per un'altezza di piano pari a circa 4,2 metri (media), con spessori pari ad una testa e due teste per le murature portanti interne e spessori pari a due o più teste per le murature portanti perimetrali.

L'orizzontamento di piano secondo è costituito da solai in latero-cemento riconducibili alle tipologie "S2" ed "S3" come da indagini di Elletipi s.r.l.: si tratta di solai con travetti in c.a. e pignatte in laterizio aventi spessore pari a 18+4 cm con interasse dei travetti pari a 20 cm (solaio "S2") e spessore pari a 16+4 cm con interasse dei travetti pari a 26 cm (solaio "S3"). In corrispondenza del solaio di piano secondo sono presenti cordoli in c.a. lungo tutto lo sviluppo della muratura perimetrale ed interna.

Inoltre è presente un solaio denominato "S6" come da indagini di Elletipi s.r.l., realizzato con tavole in laterizio con spessore pari a 8 cm e soprastante soletta piena in c.a. avente spessore pari a 8 cm.

La muratura portante del piano secondo costituisce il proseguimento dei muri dei piani sottostanti e si sviluppano per un'altezza di piano pari a circa 4,0 metri (media), con spessori pari ad una testa e due teste per le murature portanti interne e spessori pari a due o più teste per le murature portanti perimetrali.

Il piano secondo è chiuso superiormente da un orizzontamento realizzato con tavelle armate collegate alle strutture metalliche delle coperture. Le murature portanti raggiungono la quota dell'orizzontamento del sottotetto senza proseguire oltre in alcun caso, così che la struttura della copertura è interamente sorretta da capriate metalliche.

Le capriate sono disposte lungo tutto lo sviluppo del fabbricato ed interasse regolare pari a circa 2,50 metri; tra le capriate sono disposti dei profili metallici a spezzare la luce delle capriate. Sia le capriate che le travi metalliche poggiano sulla muratura portante perimetrale del fabbricato, su cui è evidente la mancanza del cordolo di sommità.

Le falde di copertura sono realizzate con tavelle armate sorrette dalle capriate metalliche, con una soprastante gettata in calcestruzzo e manto di copertura in coppi.

Sul profilo posteriore (lato pista ippodromo) è presente una doppia tribuna coperta da pensiline, entrambe addossata al corpo centrale del fabbricato. La tribuna è interamente realizzata da gradoni in conglomerato cementizio armato che si innalzano fino alla quota del solaio di piano primo senza collegarsi alle strutture del fabbricato. A copertura delle tribune sono presenti due pensiline con soletta piena in c.a. a sbalzo, sorrette da pilastri anch'essi in c.a. posti sul retro della struttura ed inseriti in alloggiamenti della muratura portante dell'Edificio Principale.

Le strutture delle tribune e delle pensiline sono inserite a ridosso di quelle dell'Edificio Principale ma non sono in alcun modo collegate ad esse, risultando comunque indipendenti.

7.2 Scuderia

La Scuderia n.4 (così come tutti gli altri edifici analoghi) presenta pianta rettangolare ed è realizzata interamente con muratura portante perimetrale a due teste e si sviluppa sul solo piano terra, con sottotetto non praticabile e copertura a due falde spioventi.

Le fondazioni sono costituite da un allargamento a gradoni in laterizio della base muraria. Le strutture portanti interne sono realizzate con pilastri disposti su tre file: la fila centrale è composta da pilastri realizzati con profili metallici a "C" accoppiati a formare una sorta di scatolare mentre le due file laterali sono composti da profili in conglomerato cementizio armato.

La struttura portante in elevato regge una struttura di copertura realizzata con capriate metalliche disposte ad interasse regolare che reggono a loro volta un'orditura di travetti in legno su cui poggia un manto di copertura in pannelli di fibro-cemento.

Alla struttura portante della copertura è collegato un orizzontamento di sottotetto, non praticabile ed avente sola funzione di chiusura dei locali sottostanti, realizzato con tavelle armate.

Sono presenti cordoli di sommità lungo l'intero sviluppo dei lati maggiori del fabbricato; sui lati corti sono presenti cordoli alla quota di imposta delle falde di copertura mentre i due timpani che si innalzano dai lati minori non sono delimitati in sommità da alcuna cordolatura.

La struttura è rinforzata con catene metalliche disposte ad intervalli regolari lungo i lati maggiori del fabbricato.

8. RILIEVO DELLO STATO FESSURATIVO

Al fine di individuare eventuali movimenti e cedimenti in atto o in evoluzione, è stato eseguito un accurato rilievo del quadro fessurativo presente nell'Edificio Principale e nelle Scuderie, ad opera di Elletipi s.r.l.

Sono state condotte indagini e sopralluoghi finalizzati ad una classificazione qualitativa delle lesioni presenti nell'edificio, numerando ogni punto notevole e distinguendo tra i vari tipi di lesioni.

E' stato poi redatto un elaborato con le piante del fabbricato in cui sono riportate tutte le lesioni individuate durante i sopralluoghi eseguiti in situ, con tutti i dati relativi alla loro classificazione ed individuazione. In alcuni casi le lesioni di modesta entità o non facilmente rilevabili non sono state riportate.

Con riferimento alla tavola "Rilievi del quadro fessurativo" elaborata da Elletipi s.r.l. ed alla documentazione fotografica approntata da Arkengineering s.r.l., sono state evidenziate le seguenti lesioni significative:

Edificio Principale			
Piano	Lesione	Descrizione	Probabile causa
Terra	001	Lesione dell'architrave e della muratura portante interna con andamento verticale e diagonale	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	002	Lesione della muratura portante sottostante la banchina di una finestra con andamento verticale e diagonale	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	003	Lesione con andamento verticale della muratura portante soprastante una piattabanda ed un'apertura superiore	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	004	Lesione con andamento verticale ed irregolare della muratura portante sotto una finestra	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	005	Lesione con andamento verticale della muratura portante nella parete interna di un androne, con andamento finale diagonale e distacco di una piattabanda nella parte inferiore	Sollecitazione concentrata dovuta alla presenza di muro in falso al piano superiore
Terra	006	Lesione con andamento verticale della muratura portante dall'architrave di una porta fino a terra	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico su elemento di sezione eccessivamente limitata
Primo	007	Lesione con andamento verticale della muratura portante sopra una porta interna	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	008	Lesione con andamento verticale della muratura portante sopra una porta interna	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Secondo	009	Lesione con andamento verticale ed irregolare della muratura portante perimetrale d'angolo	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico

Primo	010	Lesione con andamento diagonale e verticale della muratura portante perimetrale	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Primo	011	Lesione con andamento diagonale e verticale della muratura portante perimetrale	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Primo	012	Lesione con andamento diagonale della muratura portante interna a partire da una porta interna.	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Primo	013	Lesione con andamento diagonale e verticale della muratura portante perimetrale	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Primo	014	Lesione con andamento diagonale e verticale della muratura portante perimetrale	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Secondo	015	Lesione con andamento diagonale e verticale della tramezzatura interna	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico su elemento non portante
Secondo	016	Lesione con andamento diagonale e verticale della tramezzatura interna	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico su elemento non portante
Secondo	017	Lesione con andamento diagonale e verticale della tramezzatura interna	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico su elemento non portante

Il quadro fessurativo dell'Edificio Principale si rivela essere piuttosto variegato e con lesioni evidenti, dovute in massima parte alle sollecitazioni di taglio dovute al sisma del 2012. Tali lesioni, anche se non particolarmente gravi se prese singolarmente, potrebbero sicuramente propagarsi e ed aggravarsi soprattutto nell'eventualità di un nuovo evento sismico.

Scuderia n.4			
Piano	Lesione	Descrizione	Probabile causa
Terra	S01	Lesione della muratura portante perimetrale con andamento orizzontale e diagonale dallo spigolo fino alla porta centrale, lato ovest	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S02	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale dal terreno fino alla quota del cordolo, lato ovest	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S03	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale dal terreno fino alla quota del cordolo, lato ovest	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S04	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale soprastante l'arcata della porta centrale, lato ovest	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico

Terra	S05	Lesione con andamento verticale della muratura perimetrale esterna sottostante una finestra, lato sud	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S06	Lesione con andamento diagonale e verticale della muratura portante tra l'apertura di una porta e quella di una finestra, lato sud	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S07	Lesione con andamento diagonale di porzione d'angolo della muratura portante perimetrale, lato sud	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S08	Lesione con andamento diagonale di una porzione di muratura portante perimetrale a lato di una apertura, lato sud	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S09	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale soprastante l'arcata della porta centrale, lato est	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S10	Lesione con andamento orizzontale e verticale della tramezzatura interna	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S11	Lesione con andamento orizzontale e verticale della tramezzatura interna	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S12	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale a lato di una finestra, lato nord	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S13	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale a lato di una finestra, lato nord	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S14	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale, lato nord	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S15	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico
Terra	S16	Lesione con andamento diagonale della muratura portante perimetrale	Sollecitazione di taglio dovuta ad evento sismico

Il quadro fessurativo della Scuderia si rivela decisamente più esteso rispetto a quello dell'Edificio Principale, con notevoli criticità ed un diffuso stato di degrado delle strutture che interessa le murature portanti su tutti i lati del fabbricato. Le lesioni alle murature sono quelle causate tipicamente da sollecitazioni di taglio, pertanto è ragionevole concludere che abbiano avuto origine a seguito dell'evento sismico del 2012.

La condizione di degrado è estesa anche alle strutture portanti interne (pilastri) e della copertura (porzioni di sottotetto ammalorate ed in taluni casi crollate) ed è tale da rendere pressoché inagibile l'edificio.

9. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE

Le prove descritte nei capitoli precedenti sono state effettuate con lo scopo di valutare sia l'attuale livello tensionale delle strutture delle murature portanti sia le loro caratteristiche meccaniche, al fine di definire con la maggior precisione possibile i parametri da adottare nelle successive analisi.

Per gli elementi in CLS il riferimento normativo è il §C8A.1.B della Circolare n.617/2009, mentre per le caratteristiche delle murature portanti il riferimento normativo è il paragrafo C8A.1.A ed in particolare la tabella C8A.2.1 della stessa Circolare.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Figura 20 - Circolare 2 febbraio 2009 n.617 - Tab. C8A.2.1

9.1 Edificio Principale

9.1.1 Murature

Dalle schede riassuntive sulle prove effettuate, contenute negli Allegati alla Relazione Tecnica (Rel-02-rev00-12920-14) redatta da Elletipi s.r.l., si evincono i dati riassunti in tabella:

Prova	F_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
ID2	1650	76-24	4870	2029	14,68
ID5	1730	139-8	3566	1606	15,07

Si considera una media tra i risultati delle due prove, con i seguenti valori:

F_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
1690	91	4218	1817	14,87

I valori medi così ricavati risultano maggiori di quelli riportati nella tabella C8A.2.1. al paragrafo C8A.2 della Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 per la tipologia di muratura considerata (“muratura in mattoni pieni e malta di calce”).

Pertanto, in questa fase di analisi preliminare volta alla determinazione della vulnerabilità delle struttura, si considerano i parametri riportati nella suddetta tabella C8A.2.1 come disposto al paragrafo C8A.1.A.4 “Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza” della Circolare. La scelta è effettuata considerando di adottare un Livello di Conoscenza LC1 (“*indagini in situ limitate*”) operando a favore di sicurezza. Per quanto riguarda le resistenze, si considerano i valori minimi tra quelli riportati nella tabella C8A.2.1 mentre per i moduli elastici si considerano i valori medi tra quelli riportati alla medesima tabella.

In definitiva, i valori adottati nel calcolo sono i seguenti:

F_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
240	6	1500	500	18

Tali valori saranno poi divisi per il fattore di confidenza FC pari a 1,35.

9.1.2 Elementi in CLS

Dalle schede riassuntive sulle prove di compressione su provini di calcestruzzo, contenute negli Allegati alla Relazione Tecnica (*Rel-02-rev00-12920-14*) redatta da Elletipi s.r.l., si evincono i dati riassunti in tabella:

Prova	R_{c1} (MPa)	w (kg/m ³)
ID11	29,6	2211
ID11bis	29,8	2246

Si considera una media tra i risultati delle due prove, con i seguenti valori:

R_{c1} (MPa)	w (kg/m ³)
29,7	2228

Poiché si considera di adottare un Livello di Conoscenza LC1 (“*indagini in situ limitate*”), per operare a favore di sicurezza si adotta un calcestruzzo C20/25 caratterizzato da valori di resistenza caratteristica R_{ck} immediatamente inferiore a quello medio ottenuto dalle prove. Tali valori saranno poi divisi per il fattore di confidenza FC pari a 1,35.

9.2 Scuderia

9.2.1 Murature

A differenza dell'Edificio Principale, per la scuderia non è stato possibile effettuare le prove con martinetti piatti date le precarie condizioni delle murature portanti.

Dalle schede riassuntive sulle altre prove effettuate, contenute negli Allegati alla Relazione Tecnica (*Rel-02-rev00-12920-14*) redatta da Elletipi s.r.l., si evincono i dati riassunti in tabella:

Prova	F_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
ID12	2620	-	-	-	16,62
ID11	2100	-	-	-	16,40
ID1	1960	-	-	-	14,60
ID11	2610	-	-	-	15,78

Si considerano valori da prove sulle diverse scuderie, con una media tra i valori:

F_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
2322	-	-	-	15,85

I valori medi così ricavati risultano maggiori di quelli riportati nella tabella C8A.2.1. al paragrafo C8A.2 della Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 per la tipologia di muratura considerata ("muratura in mattoni pieni e malta di calce").

Pertanto, come nel caso precedente, si considerano i parametri riportati nella tabella C8A.2.1 come disposto al paragrafo C8A.1.A.4 "*Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza*" della Circolare. La scelta è effettuata considerando di adottare un Livello di Conoscenza LC1 ("*indagini in situ limitate*") mantenendosi in condizioni a favore di sicurezza. Per quanto riguarda le resistenze, si considerano i valori minimi tra quelli riportati nella tabella C8A.2.1 mentre per i moduli elastici si considerano i valori medi diminuiti del 50% per tenere conto della fessurazione delle murature. In definitiva, i valori adottati nel calcolo sono i seguenti:

F_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
240	6	750	250	18

Tali valori saranno poi divisi per il fattore di confidenza FC pari a 1,35.

9.2.2 Elementi in CLS

Dalle schede riassuntive sulle prove di compressione su provini di calcestruzzo, contenute negli Allegati alla Relazione Tecnica (*Rel-02-rev00-12920-14*) redatta da Elletipi s.r.l., si evincono i dati riassunti in tabella:

Prova	R_{C1} (MPa)	w (kg/m ³)
ID1	30,2	2303
ID5	14,4	2241

Si considera una media tra i risultati delle due prove, con i seguenti valori:

R_{ci} (MPa)	w (kg/m³)
22,3	2272

Poiché si considera di adottare un Livello di Conoscenza LC1 (*“indagini in situ limitate”*), per operare a favore di sicurezza si adotta un calcestruzzo C16/20 caratterizzato da valori di resistenza caratteristica R_{ck} immediatamente inferiore a quello medio ottenuto dalle prove. Tali valori saranno poi divisi per il fattore di confidenza FC pari a 1,35.

10. MODELLAZIONE E VERIFICA STRUTTURALE

Le strutture murarie degli edifici sollecitate da azioni sismiche sono caratterizzate da comportamenti molto diversi, dipendenti principalmente dalle caratteristiche e dall'efficacia dei collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e strutture orizzontali (solai di calpestio e coperture). Fondamentalmente, si possono individuare due importanti categorie di meccanismi di collasso:

- meccanismi caratterizzati da rotture e ribaltamenti di intere pareti o di cospicue porzioni per azioni ortogonali al piano medio delle pareti;
- meccanismi caratterizzati da rotture di taglio e/o presso flessione degli elementi murari per azioni parallele al piano medio delle pareti.

I meccanismi della prima categoria sono generalmente i più pericolosi e si manifestano per basse intensità sismiche, quando i collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e solai sono inadeguati o quando i solai sono eccessivamente deformabili nel proprio piano. Gli edifici pubblici o con funzione pubblica, come possono essere considerati quelli in esame, sono spesso caratterizzati da buoni collegamenti tra pareti e solaio realizzati attraverso cordoli in c.a. nonché da solai adeguatamente rigidi.

10.1 Il quadro normativo

I dati acquisiti con le campagne di indagini e prove di laboratorio hanno fornito tutte le nozioni necessarie ad una dettagliata analisi statica delle strutture dei fabbricati interessati, con successiva valutazione della vulnerabilità sismica quale base di partenza per elaborare concrete opzioni di recupero funzionale del complesso dell'Ippodromo.

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) prevedono un'attenta valutazione del comportamento statico e sismico degli edifici esistenti che costituiscono una parte rilevante delle costruzioni presenti sul territorio nazionale e spesso caratterizzati, come nel caso in esame, da una ragguardevole importanza storica, architettonica ed ambientale.

Per questo motivo, l'approccio adottato per l'analisi di fabbricati esistenti si differenzia da quello comunemente impiegato nel caso di nuove costruzioni soprattutto in virtù del livello di conoscenza che di tali costruzioni si riesce ad ottenere. Le NTC prevedono un approccio di tipo prestazionale, caratterizzato dalla *“adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione”*, come esplicitamente riportato nella Circolare n.617/2009. Sono introdotti i concetti di “Livello di Conoscenza” (LC) e “Fattore di Confidenza” (FC), legati rispettivamente al grado di accuratezza raggiunto nella conoscenza delle caratteristiche architettoniche, strutturali e delle proprietà meccaniche dei materiali e alla cautela con cui si eseguono le verifiche di sicurezza.

Sono definiti tre diversi livelli di conoscenza: LC1 (limitata), LC2 (estesa), LC3 (esaustiva) a cui si associano tre diversi fattori di confidenza da impiegarsi come fattori riduttivi della capacità dell'elemento in virtù dell'approfondimento raggiunto durante le fasi conoscitive.

La fase conoscitiva del fabbricato ha compreso tutte quelle attività legate all'analisi storico-critica, al rilievo geometrico e strutturale ed alla caratterizzazione meccanica del materiale. In riferimento al livello di conoscenza raggiunto è possibile definire un fattore di confidenza secondo quanto

stabilito dalla Tabella C8.A.1.1 della Circolare n.617/2009. Infatti, le attività di cui sopra possono essere eseguite con tre diversi livelli di approfondimento (limitate, estese ed esaustive) in funzione del numero di indagini effettuate e della tipologia (ispezioni visive, prove non distruttive, prove distruttive).

Nel caso in esame si prevede di adottare un Livello di Conoscenza LC1 nella sola fase di valutazione della vulnerabilità sismica, ovvero un fattore di confidenza maggiormente cautelativo che permetta di ricavare considerazioni sullo stato delle strutture che siano certamente a favore di sicurezza, secondo gli accordi presi con l'Ufficio Tecnico del Comune di Ferrara. Si adotterà conseguentemente un adeguato fattore di confidenza FC (secondo tabella sopra menzionata) quale fattore riduttivo delle resistenze in fase di verifica.

L'adozione del Livello di Conoscenza LC1 è motivata dalla limitata conoscenza del manufatto indagato raggiunto attraverso un rilievo geometrico, verifiche in situ limitate su dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali.

L'esame della qualità muraria con l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo, opportunamente identificate, secondo quanto indicato al §3.2.2 delle NTC.

Le indagini in situ limitate servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura (o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione) e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Le "verifiche in situ limitate" sono generalmente intese come indagini basate su rilievi di tipo visivo effettuati con rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti.

Nel caso in esame, visti i saggi e le indagini effettuate, si ritiene di rientrare pienamente in un Livello di Conoscenza LC1.

Tabella 10.1: Tabella C.8.A.1.1 circolare n°617/2009.

LC	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
1	Rilievo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C.8A.2.1. Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C.8A.2.1.	Tutti	1,35
2	muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete.	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio di Tabella C.8A.2.1. Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C.8A.2.1.		1,20
3	Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.		Indagini in situ esaustive caso a) disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza Resistenza: media dei risultati delle prove. Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C.8A.2.1. caso b) disponibili 2 valori sperimentali di resistenza Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C.8A.2.1, valore medio dell'intervallo di tabella C.8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 - caso a) caso c) disponibile 1 valore sperimentale di resistenza Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C.8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 - caso a)		1,00

Figura 21

E' tuttavia prevista la possibilità di adottare un livello di conoscenza LC2 quando saranno portate a termine ulteriori campagne di prove ed indagini che consentano di raccogliere una quantità ancora maggiore di dati utili ai fini della conoscenza delle strutture e dei materiali impiegati.

In aggiunta a quanto riportato, occorre tenere conto anche delle Linee Guida del Ministero (DPCM 9 febbraio 2011) che, in conformità alle NTC ed alla Circolare n.617/2009, ribadiscono la necessità di una accurata indagine degli edifici storici in muratura sottolineando l'elevata complessità di fabbricati potenzialmente non realizzati secondo i criteri classici della meccanica dei materiali e delle strutture ma per accrescimenti ed eventuali modifiche successive, richiamando al contempo l'importanza di analizzarne l'effettivo comportamento strutturale ed il grado di sicurezza nei confronti delle azioni statiche e dinamiche.

In particolare, le Linee Guida individuano tre diversi *"Livelli di valutazione della sicurezza sismica"* (LV), a cui si associa un diverso livello di approfondimento della conoscenza del fabbricato e diverse metodologie di verifica dei fabbricati.

Il Livello LV1 prevede valutazioni della sicurezza sismica condotte mediante metodi semplificati, in grado di stimare un indice di sicurezza sismica (I_s) generalmente definito come rapporto tra il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento di un determinato stato limite (capacità) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento (domanda), con riferimento alla vita nominale dell'edificio ed al sito su cui sorge la costruzione. Questa tipologia di valutazione ha permesso di individuare le priorità di intervento per le diverse strutture nel loro complesso ed i singoli elementi strutturali.

Analisi più approfondite (quali ad esempio LV2 o LV3) saranno condotte successivamente a questa prima analisi, quando sarà redatta una proposta di intervento di miglioramento sulle strutture considerate.

10.2 Livelli di modellazione e livelli di verifica

Le indagini ed il rilievo strutturale eseguito sulle pareti verticali, i solai, le coperture e le fondazioni di ogni singolo hanno permesso di raccogliere una mole di dati da rielaborare in relazione alle verifiche da effettuare sui fabbricati interessati (Edificio Principale e Scuderia n.4 per la quale possono essere utilizzati i dati raccolti dalle indagini sui fabbricati simili, in virtù delle analogie dimensionali, tipologiche e strutturali tra le varie scuderie). L'analisi dei suddetti dati ha permesso altresì l'elaborazione di un modello numerico ad elementi finiti (FEM) della struttura in grado di rappresentare con buona approssimazione l'effettivo comportamento statico del fabbricato e utile alla valutazione di eventuali interventi di miglioramento statico e sismico, conformemente a quanto riportato sia nelle NTC che nelle Linee Guida Ministeriali.

La complessità intrinseca degli edifici (per esempio della Scuderia, costituita da struttura mista in muratura, elementi in c.a. e copertura in acciaio) ha richiesto una attenta valutazione del comportamento sismico anche mediante lo studio di meccanismi locali di collasso che non possono essere direttamente analizzati mediante un modello numerico: eventuali condizioni quali mancati ammorsamenti tra pareti ortogonali o altre criticità (presenza di pareti costituite da paramenti accostati, intercapedini, aperture successivamente tamponate) non possono essere rappresentate efficacemente.

A tal fine, il modello numerico FEM globale impiegato per la valutazione dello stato tensionale delle pareti verticali e per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza è stato integrato da una valutazione dei più probabili meccanismi di collasso, individuati a seguito del rilievo strutturale e delle indagini sul campo. I fenomeni locali più frequenti per edifici di questo tipo sono il ribaltamento delle facciate dovuto all'assenza di adeguati ritegni trasversali o dalla spinta delle strutture di copertura a causa di assenza di catene o cordoli.

Questo approccio è chiaramente suggerito dalla Circolare n.617/2009 di applicazione delle NTC che sottolinea la peculiarità delle costruzioni esistenti in muratura rispetto a quelle in cemento armato ed acciaio, per le quali *“si distingue fra meccanismi di collasso locali e meccanismi d'insieme, stabilendo che la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi”*; le Linee Guida del Ministero a loro volta suggeriscono una valutazione di Livello 2 (LV2) mediante valutazione di macroelementi e meccanismi locali che interessano singole porzioni del fabbricato affiancata da una analisi globale dell'edificio secondo quanto previsto da una valutazione di Livello 2 (LV3).

Pertanto, per quanto sopra detto, la valutazione della vulnerabilità sismica è composta da due distinte fasi i cui risultati sono stati incrociati ed integrati:

- a) Modellazione ed analisi globale dell'Edificio, con modello numerico FEM e verifiche di sicurezza nei confronti di azioni statiche e sismiche secondo le vigenti NTC (verifiche a pressoflessione nel piano e fuori piano, verifiche a taglio dei pannelli murari);
- b) Individuazione, analisi e valutazione dei meccanismi locali di collasso, se necessario.

10.3 Analisi strutturale sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le Costruzioni”.

La valutazione della vulnerabilità sismica si è basata sulla conoscenza dei parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale V_N , classe d'uso, periodo di riferimento V_R , categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica, coordinate geografiche).

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

Figura 22 - Tabella al §2.4.1 delle NTC 2008

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

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

Figura 23 - Tabella al §2.4.3 delle NTC 2008

E' stata inoltre considerata la tipologia di terreno e la tipologia strutturale (classe di duttilità, regolarità) che ha così condotto alla determinazione di uno spettro di risposta:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione si effettua per interpolazione tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

La determinazione dello spettro di risposta sismica prevede i seguenti valori:

Stato Limite	Tr	Ag/g	Amplif. Stratigrafica		F0	T*c	Tb	Tc	Td
			Ss	Cc					
	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	45	0.0439	1.800	2.404	2.515	0.270	0.217	0.650	1.776
SLD	75	0.0565	1.800	2.360	2.485	0.280	0.221	0.662	1.826
SLV	712	0.1575	1.792	2.378	2.573	0.276	0.219	0.657	2.230
SLC	1462	0.2098	1.607	2.344	2.519	0.284	0.222	0.667	2.439

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
3	50	75	44.8263	11.6134	7	T1	1.00

Classe Edificio	Classe dell'edificio.
Categoria	Categoria topografica. (Vedi NOTE)
Coefficiente	Coefficiente di amplificazione topografica.
Tr	Periodo di ritorno dell'azione sismica.
Ag/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
Ss	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO / SLD / SLV / SLC.
Cc	Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO / SLD / SLV / SLC.
F0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T*c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
Tb	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
Tc	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
Td	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.
q	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).

N.B.: alcuni valori riportati nelle tabelle si discostano lievemente da quelli già riportati nell'analogha tabella contenuta nella "Relazione Metodologica" in quanto il calcolo è stato affinato con una maggiore precisione delle coordinate topografiche.

I dati relativi all'analisi sismica sono ovviamente validi per entrambi i fabbricati analizzati. Per quanto riguarda alcune valutazioni sulla modellazione dei due fabbricati, occorre specificare che:

- nell'Edificio Principale non è stata modellata la tribuna sul fronte in quanto le sue strutture non sono sufficientemente collegate alla struttura portante in muratura del fabbricato stesso, nonostante i pilastri si trovino all'interno dell'edificio stesso.

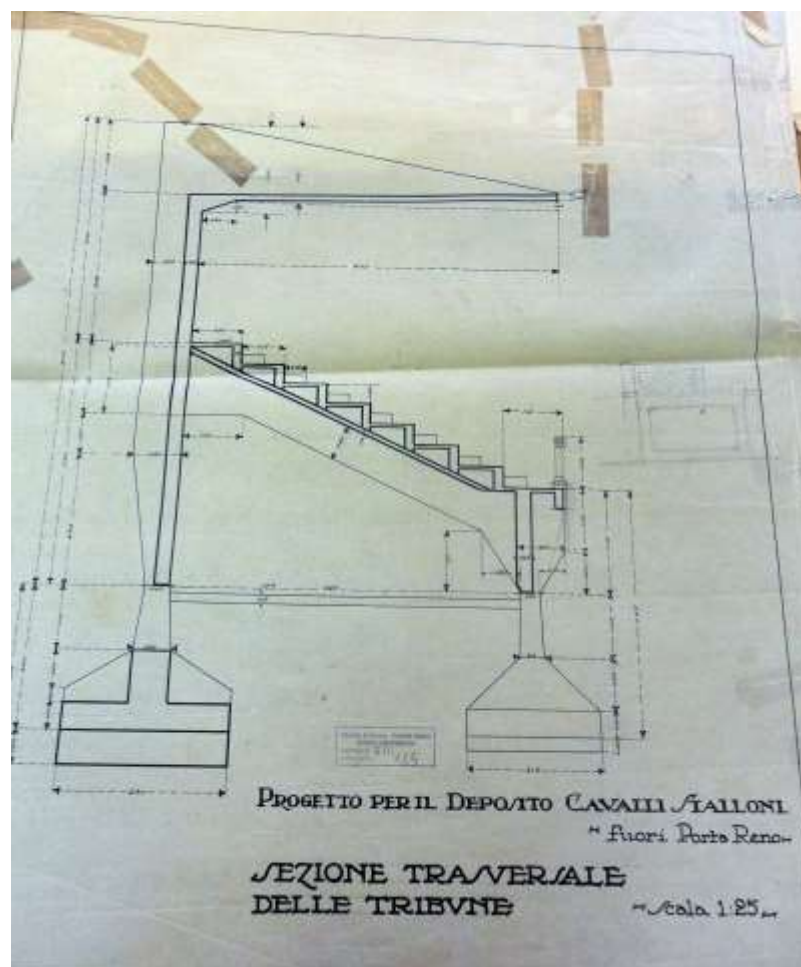


Figura 24 – Sezione della tribuna e pensilina mostrata negli elaborati originali di progetto, da cui si può evincere la conformazione strutturale e l'indipendenza di queste strutture da quelle dell'Edificio Principale

- La rampa che ospita le sedute della tribuna (trave inclinata) sale alla quota del solaio di piano primo dell'Edificio Principale e, qualora fosse stata inserita nel modello tridimensionale, si comporterebbe da puntone/tirante di rinforzo per il fabbricato stesso in caso di sisma ortogonale alla facciata, eventualità che non avviene in alcun modo nella realtà. Pertanto si è scelto di non modellare la struttura della tribuna operando così a favore di sicurezza nella verifica dell'Edificio Principale.
- L'inserimento nel modello delle pensiline in conglomerato cementizio armato avrebbe comportato la presenza di una considerevole massa notevolmente eccentrica rispetto alle strutture in muratura dell'Edificio Principale. Questo avrebbe determinato un'analisi della struttura dell'Edificio Principale comprensiva delle masse sismiche delle pensiline, con la restituzione di risultati probabilmente non veritieri sulla condizione della vulnerabilità specifiche dell'Edificio Principale. Dal momento che le pensiline sono inserite nella muratura portante dell'Edificio Principale ma non risultano efficacemente collegate ad esse, si è ritenuto fosse maggiormente conveniente non considerare le pensiline nell'analisi globale, valutando altresì le criticità dell'Edificio Principale derivanti dalla presenza delle pensiline come criticità locali.



Figura 25 – Veduta complessiva delle tribune e soprastanti pensiline sul prospetto dell’Edificio Principale visto dalla pista dell’Ippodromo

- Sono state modellate tutte le murature portanti ed i pilastri (in muratura o in c.a.) con le proprie fondazioni.
- Sono stati modellati i cordoli interpiano in c.a. in corrispondenza del piano primo e secondo dell’Edificio Principale ed il cordolo sommitale nella Scuderia (nel timpano non è presente alcun cordolo).
- Relativamente alla sola Scuderia, sarebbe stato possibile far ricadere la struttura in Classe d’uso II in quanto edificio senza funzioni pubbliche e con normali affollamenti; tuttavia si è scelto di svolgere l’analisi strutturale considerando una Classe d’uso III, al pari dell’Edificio Principale, in previsione di eventuali future destinazioni d’uso che possano comportare affollamenti significativi o riconducibili in qualche modo alla Classe III.

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D’USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Figura 26 - Tabella al §C2.4.3 della Circolare n.617/2009

2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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.

Figura 27 - Prospetto al §2.4.2 delle NTC 2008

Infine, i parametri desunti dalla modellazione sismica, validi per entrambi i fabbricati, sono i seguenti:

Classe d'uso	C _u	V _R	V _N	Ag/g	T _R
	[anni]	[anni]	[anni]		[anni]
III	1,5	50	75	0,1575	712

10.4 Analisi dei carichi e combinazioni di carico

Il software schematizza i carichi assegnati ai diversi elementi secondo la tipologia di carico e le relative combinazioni.

N	Condizioni Carico Utente			Tipologia Carico Accidentale				
	Descrizione	AgS	Alt	Descrizione	Durata	ψ 0	ψ 1	ψ 2
0001	Carico Permanente	SI	NO	Carico Permanente	Permanente	1.0	1.0	1.0
0002	Carico Verticale	SI	NO	Uffici	Media	0.7	0.5	0.3
0003	Carico Permanente	SI	NO	Permanenti NON Strutturali	Lunga	1.0	1.0	1.0

N

Numero identificativo della condizione di carico.

AgS

Indica se la condizione di carico considerata è Agente con il Sisma.

Alt

Indica se la condizione di carico è Alternata (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.

Durata

Indica la classe di durata del carico (dato significativo solo per elementi lignei).

ψ 0

Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (Carichi rari).

ψ 1

Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (Carichi frequenti).

ψ 2

Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (Carichi frequenti e quasi permanenti).

Carichi d'esercizio

Sono stati considerati i carichi d'esercizio alla Categoria B della Tabella 3.1.II delle NTC 2008 ed in particolare la Categoria B2, "uffici aperti al pubblico", che prevede un sovraccarico verticale uniformemente distribuito pari a 300 kg/mq.

Sovraccarico da neve

Sulla base di quanto disposto dal paragrafo 3.4 delle NTC 2008, è stato considerato le seguenti grandezze:

$q_{sk} = 100 \text{ kg/mq}$	(Zona II)
$a_s \leq 200 \text{ m}$	(Zona II)
$\mu_1 = 0,8$	(Tab. 3.4.II)
$C_E = 1$	(§3.4.3, Tab.3.4.II)
$C_t = 1$	(§3.4.4)

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona;

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.10)$$

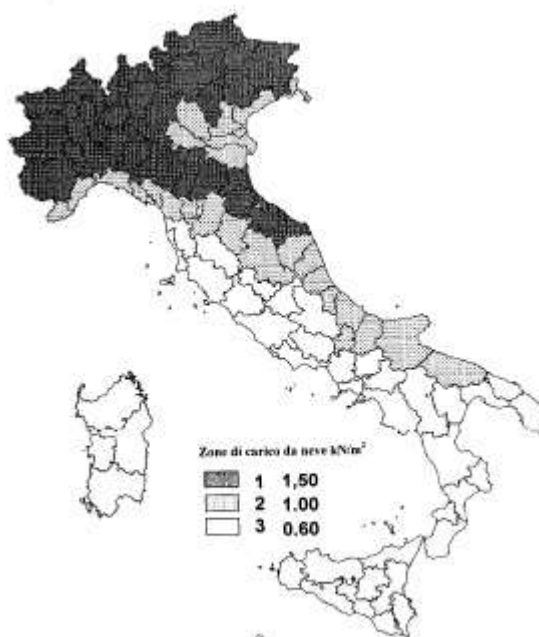


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

Figura 28 - Prospetto e figura al §3.4.2 delle NTC 2008

Pertanto si ricava $q_s = 80 \text{ kg/mq}$.

Analisi dei carichi

I differenti tipi di solaio presenti nell'Edificio Principale e nella Scuderia sono stati raggruppati nelle seguente tipologie:

SOLAIO tipo S2 (piano secondo)

	Denominaz.	Totale
Solaio in latero-cemento ($H = 18+4$ cm, $i_{trav}=20$ cm)	G1	310 daN/mq
Pavimento + sottofondo	G2	120 daN/mq
Tramezzi	G2	120 daN/mq
Intonaco all'intradosso	G2	30 daN/mq
Sovraccarico	Q1	300 daN/mq

SOLAIO tipo S3 (piano secondo)

	Denominaz.	Totale
Solaio in latero-cemento ($H = 16+4$ cm, $i_{trav}=26$ cm)	G1	300 daN/mq
Pavimento + sottofondo	G2	120 daN/mq
Tramezzi	G2	120 daN/mq
Intonaco all'intradosso	G2	30 daN/mq
Sovraccarico	Q1	300 daN/mq

SOLAIO tipo S4 (piano primo)

	Denominaz.	Totale
Solaio in latero-cemento ($H = 18+4$ cm, $i_{trav}=26$ cm)	G1	310 daN/mq
Pavimento + sottofondo	G2	120 daN/mq
Tramezzi	G2	120 daN/mq
Intonaco all'intradosso	G2	30 daN/mq
Sovraccarico	Q1	300 daN/mq

SOLAIO tipo S5 (piano primo)

	Denominaz.	Totale
Solaio in latero-cemento ($H = 16+4$ cm, $i_{trav}=29$ cm)	G1	300 daN/mq
Pavimento + sottofondo	G2	120 daN/mq
Tramezzi	G2	120 daN/mq
Intonaco all'intradosso	G2	30 daN/mq
Sovraccarico	Q1	300 daN/mq

SOLAIO tipo S6 (piano secondo)

	Denominaz.	Totale
Soletta piena in cls (spessore 8 cm)	G1	200 daN/mq
Tavella in laterizio (spessore 8 cm)	G1	100 daN/mq
Pavimento + sottofondo	G2	120 daN/mq
Intonaco all'intradosso	G2	30 daN/mq
Sovraccarico	Q1	300 daN/mq

SOLAIO COPERTURA (Edificio Principale)

	Denominaz.	Totale
Capriate metalliche e rinforzi	G1	250 daN/mq
Tavella in laterizio armata (spessore 4 cm)	G2	50 daN/mq
Gettata in cls (spessore 4 cm)	G2	100 daN/mq
Impermeabilizzazione + coibentazione	G2	10 daN/mq
Manto di copertura (coppi)	G2	60 daN/mq
Sovraccarico (neve)	Q1	80 daN/mq

SOLAIO SOTTOTETTO (Edificio Principale)

Tavella in laterizio armata (spessore 4 cm)

Denominaz.

G1

Totale

50 daN/mq

SOLAIO COPERTURA (Scuderia)

Capriate metalliche

Travetti in legno (sez. 10x10 cm, i = 40 cm)

Manto di copertura (fibrocemento)

Controsoffitto (tavella in laterizio, spessore 4 cm)

Manto di copertura (coppi)

Sovraccarico (neve)

Denominaz.

G1

G2

G2

G2

G2

Q1

Totale

8 daN/mq

40 daN/mq

50 daN/mq

50 daN/mq

60 daN/mq

80 daN/mq

N.B. In alcuni casi sono presenti solai in latero cemento che differiscono lievemente dalle tipologie sopra riportate. Tali differenze comportano una variazione dei carichi totali dell'ordine di poche decine di daN/mq e pertanto è stata considerata la tipologia di solaio immediatamente superiore per carichi totali, al fine di operare sempre in favore di sicurezza.

Combinazioni di carico

Il programma di calcolo adotta le seguenti combinazioni.

SLE: COMBINAZIONE DI AZIONI FREQUENTE - COEFFICIENTI

COMB.	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Carico Verticale/Abitazioni	CC 03 Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali
01	1.00	0.50	1.00

COMB. Numero identificativo della Combinazione di Carico.
 CC Condizione di carico considerata.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Carico Verticale/Abitazioni
 CC 03= Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali

SLE: COMBINAZIONE DI AZIONI QUASI PERMANENTE - COEFFICIENTI

COMB.	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Carico Verticale/Abitazioni	CC 03 Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali
01	1.00	0.30	1.00

COMB. Numero identificativo della Combinazione di Carico.
 CC Condizione di carico considerata.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Carico Verticale/Abitazioni
 CC 03= Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali

SLE: COMBINAZIONE DI AZIONI RARA - COEFFICIENTI

COMB.	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Carico Verticale/Abitazioni	CC 03 Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali
01	1.00	1.00	1.00

COMB. Numero identificativo della Combinazione di Carico.
 CC Condizione di carico considerata.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Carico Verticale/Abitazioni
 CC 03= Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali

SLU: COMBINAZIONI DI CARICO IN ASSENZA DI SISMA - COEFFICIENTI

COMB.	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Carico Verticale/Abitazioni	CC 03 Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali
01	1.00	0.00	1.00
02	1.00	1.50	1.00
03	1.30	0.00	1.30
04	1.30	1.50	1.30

COMB. Numero identificativo della Combinazione di Carico.
 CC Condizione di carico considerata.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Carico Verticale/Abitazioni
 CC 03= Carico Permanente/Permanenti NON Strutturali

10.5 Modellazione ed analisi della risposta globale sismica

Il calcolo di verifica sismica è stato eseguito con procedimento di Analisi Statica Non Lineare (push-over), mediante software di calcolo agli elementi finiti EdiLus MU di Acca Software s.p.a.

Il software schematizza la struttura tramite HP-SHELL triangolari che consentono di conoscere lo stato tensionale della muratura in ogni punto.

La modellazione di una struttura in muratura, dopo la creazione della mesh, prevede la scomposizione dei muri in maschi, sub maschi e fasce e, per ognuno di questi, vengono individuate le sezioni in cui verranno effettuate le verifiche. Un maschio è la parte di un muro compreso orizzontalmente tra due solai e verticalmente tra due interruzioni determinate da fori o nicchie profonde e/o incroci con muri trasversali; per ogni maschio vengono individuate tre sezioni di verifica orizzontali: in testa, al piede ed in mezzzeria. All'interno di un maschio, in prossimità di un'apertura, viene individuato un sub maschio: esso è la parte di maschio con altezza pari all'altezza dell'apertura adiacente. La presenza di un sub maschio individua, nel relativo maschio, altre sezioni di verifica orizzontali, ovvero quelle in testa ed al piede del sub maschio stesso che possono coincidere o meno con quelle del maschio. Le fasce sono le parti di muro sottostanti e sovrastanti un'apertura e per esse vengono individuate tre sezioni di verifica verticali: all'inizio, alla fine ed al centro.

Le verifiche che vengono effettuate sono per azioni fuori piano (verifica di resistenza a pressoflessione) e nel piano (verifica di resistenza a pressoflessione e quella a taglio).

L'analisi statica non lineare è normalmente utilizzata per sistemi dissipativi come le strutture in muratura, in quanto è il metodo più rappresentativo del comportamento ultimo e della risposta sismica globale dell'edificio.

Secondo quanto affermato dalle NTC al punto 7.3.4.1, l'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali. Inoltre, per la direzione considerata dell'azione sismica, si applica un sistema di forze orizzontali distribuite in corrispondenza di ogni livello della costruzione proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b ; tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale.

Il diagramma $F_b - dc$ rappresenta la curva di capacità della struttura. Questo tipo di analisi si utilizza tipicamente come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione.

Il calcolo in Analisi Statica Non Lineare si svolge nei seguenti passi:

- Definizione di un legame costitutivo non lineare per i materiali;
- Definizione dei carichi agenti sulla struttura; tali carichi sono costituiti dai carichi verticali, combinati secondo le indicazioni del punto 2.5.3 oppure del punto 3.2.4 delle NTC e da una distribuzione di forze orizzontali come rappresentativa del sisma.
- Definizione di un Punto di Controllo per l'Analisi; tale punto di controllo può essere scelto automaticamente tra i nodi strutturali, con le coordinate più prossime (eventualmente coincidenti) a quelle del baricentro delle masse di tale impalcato,
- Soluzione del sistema tridimensionale dell'edificio soggetto ai carichi di cui sopra; tale soluzione viene perseguita per 4 direzioni del sisma (+X, -X, +Y e -Y) e per due distribuzioni di forze orizzontali (forze proporzionali alle masse e forze proporzionali al I Modo di vibrazione per la direzione considerata) per un totale di 8 Analisi Statiche Non Lineari. Alle 4 direzioni del sisma possono essere considerati anche i contributi dovuti alle eccentricità accidentali.
- Per ognuna delle varie Analisi effettuate al punto 4 viene costruita la Curva di Capacità dell'edificio, mettendo in ascissa il taglio alla base e sulle ordinate lo spostamento del Punto di Controllo; da tale Curva sono ricavate le caratteristiche di un Sistema a 1 Grado di Libertà equivalente e in particolare le grandezze "Forza allo Snervamento" e spostamento corrispondente imponendo l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva e la bilineare equivalente. Definite quindi la rigidezza secante e la massa equivalente, si ricava il periodo del sistema a 1 Grado di Libertà; con tale Periodo sono calcolate le domande di spostamento allo SLU (SLV) e allo SLE (SLD), trasformate infine nelle domande del sistema reale.

Si è debitamente tenuto conto delle deformabilità assiali, taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, muri, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati valutati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

La verifica degli elementi allo SLU è avvenuta col seguente procedimento:

- costruzione delle combinazioni non sismiche in base alle NTC, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- combinazione delle sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto

indicato nel § 2.5.3 delle stesse NTC;

- individuazione dei minimi e massimi valori con cui progettare o verificare l'elemento considerato, per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata), con verifiche per tutte le possibili combinazioni e successiva individuazione della combinazione che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne la verifica degli elementi in muratura (maschi e fasce) schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell, sono state determinate le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) sono state effettuate le verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i maschi murari, sono state eseguite le seguenti verifiche:

- *Pressoflessione nel piano*: per gli elementi in muratura ordinaria, confronto del momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) delle NTC. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:
- *Taglio nel piano*: per gli elementi in muratura ordinaria, confronto del taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) delle NTC.
- *Pressoflessione fuori piano*: per gli elementi in muratura ordinaria, confronto del momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0.85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura, secondo le combinazioni sismiche. Per le combinazioni in assenza di sisma tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al §4.5.6.2 delle NTC, con confronto dello sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R).
- *Snellezza*: confronto del valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le fasce murarie vengono eseguite le seguenti verifiche:

- *Pressoflessione nel piano*: verifica analoga a quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) delle NTC.
- *Taglio nel piano*: verifica analoga a quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.) in prossimità della trave in muratura, il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) delle NTC.

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste (come indicato nel § 7.8.1.6 delle NTC) nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1 delle suddette NTC.

La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

Per quanto riguarda la verifica allo SLV (SLU), è stato verificato che la domanda di spostamento, calcolata secondo la relazione C7.3.7 oppure C7.3.8 del §C7.3.4.1 della Circolare n.617/2009, sia inferiore alla capacità di spostamento dell'edificio (calcolata secondo le indicazioni del §C7.8.1.5.4), letta in corrispondenza del massimo spostamento offerto dalla Curva di Capacità. Se tale verifica (Domanda $\leq$ Capacità) risulta soddisfatta per tutte le analisi effettuate, l'edificio è verificato allo SLU.

Per quanto riguarda le verifiche allo SLD (SLE), oltre alla condizione che la capacità di spostamento (calcolata con le indicazioni del §C7.8.1.5.4) sia maggiore o uguale alla domanda di spostamento allo SLD, deve essere ulteriormente soddisfatta la verifica relativa agli spostamenti di interpiano; la struttura viene di nuovo analizzata, stavolta sotto l'azione di forze orizzontali tali da provocare uno spostamento del Punto di Controllo pari alla domanda di spostamento allo SLD; con gli spostamenti nodali calcolati in corrispondenza di tale sistema di forze orizzontali sono calcolati gli spostamenti di interpiano ed effettuata la relativa verifica.

10.6 Risultati dell'analisi e curve di capacità della struttura

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate con le modalità sopra descritte, sia per l'Edificio Principale che per la Scuderia. I risultati sono espressi con diagrammi che evidenziano visivamente le porzioni di struttura o i singoli elementi strutturali che presentano criticità in determinate condizioni di sollecitazione. Successivamente, i risultati sono espressi in termini di curva forza-spostamento. Nello specifico, si sovrappone la curva che identifica la capacità della struttura con la curva che identifica la richiesta di spostamento riferita al sito in questione e dipendente dallo stato limite considerato

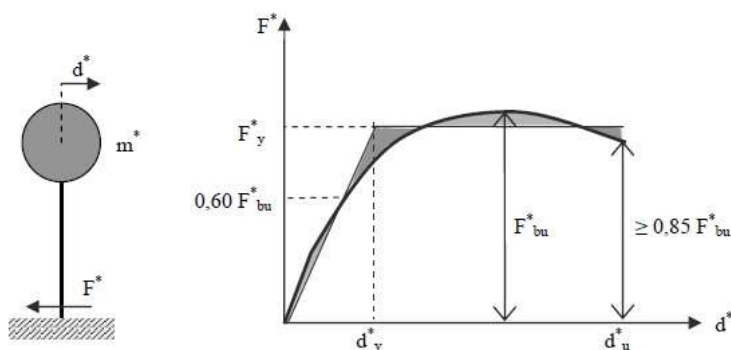


Figura 29 - §C7.3.4.1 della Circolare n.617/2009

10.6.1 Edificio Principale

L'analisi effettuata con il software EdiLus MU avviene mediante l'elaborazione di un modello tridimensionale della struttura dell'Edificio Principale. Il programma di calcolo restituisce, tra i vari risultati, il modello tridimensionale della struttura composta da setti murari rappresentati da elementi "shell".

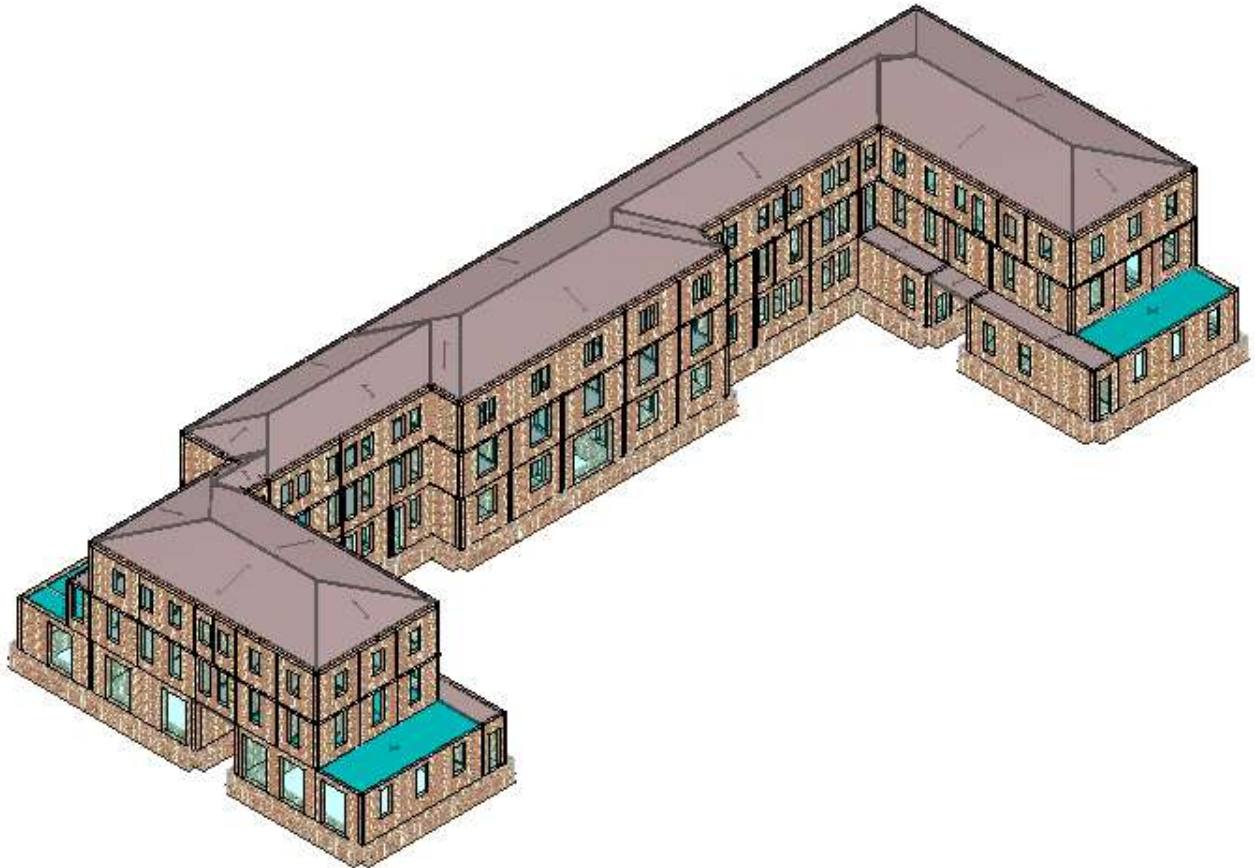


Figura 30 - Elaborazione tridimensionale dell'Edificio Principale

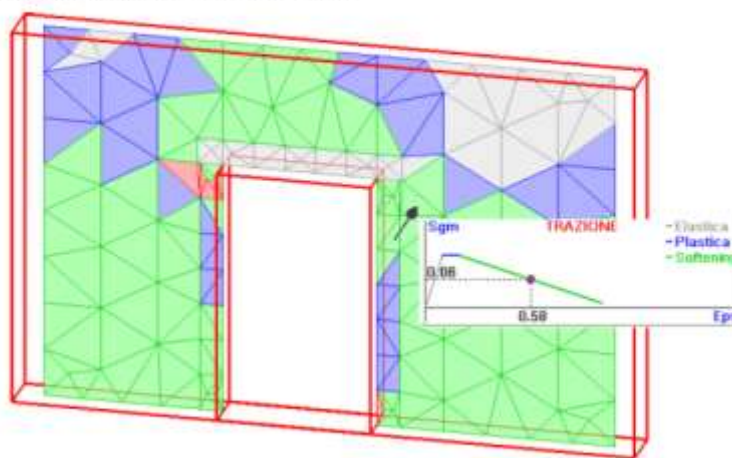
La legenda che segue, estrapolata anch'essa dal programma di calcolo EdiLus MU, è indicativa delle colorazioni e dei significati attribuiti agli shell con differenti colorazioni in base allo stato tensionale della muratura.

Stato tensionale nelle Shell

Lo stato tensionale delle shell degli elementi di muratura viene indicato mediante i seguenti colori:

grigio, se la muratura della shell è ancora in fase **Elastica**;

blu, se la muratura della shell è nella fase **Plastica**, con un aumento delle deformazioni in corrispondenza di una sollecitazione costante.



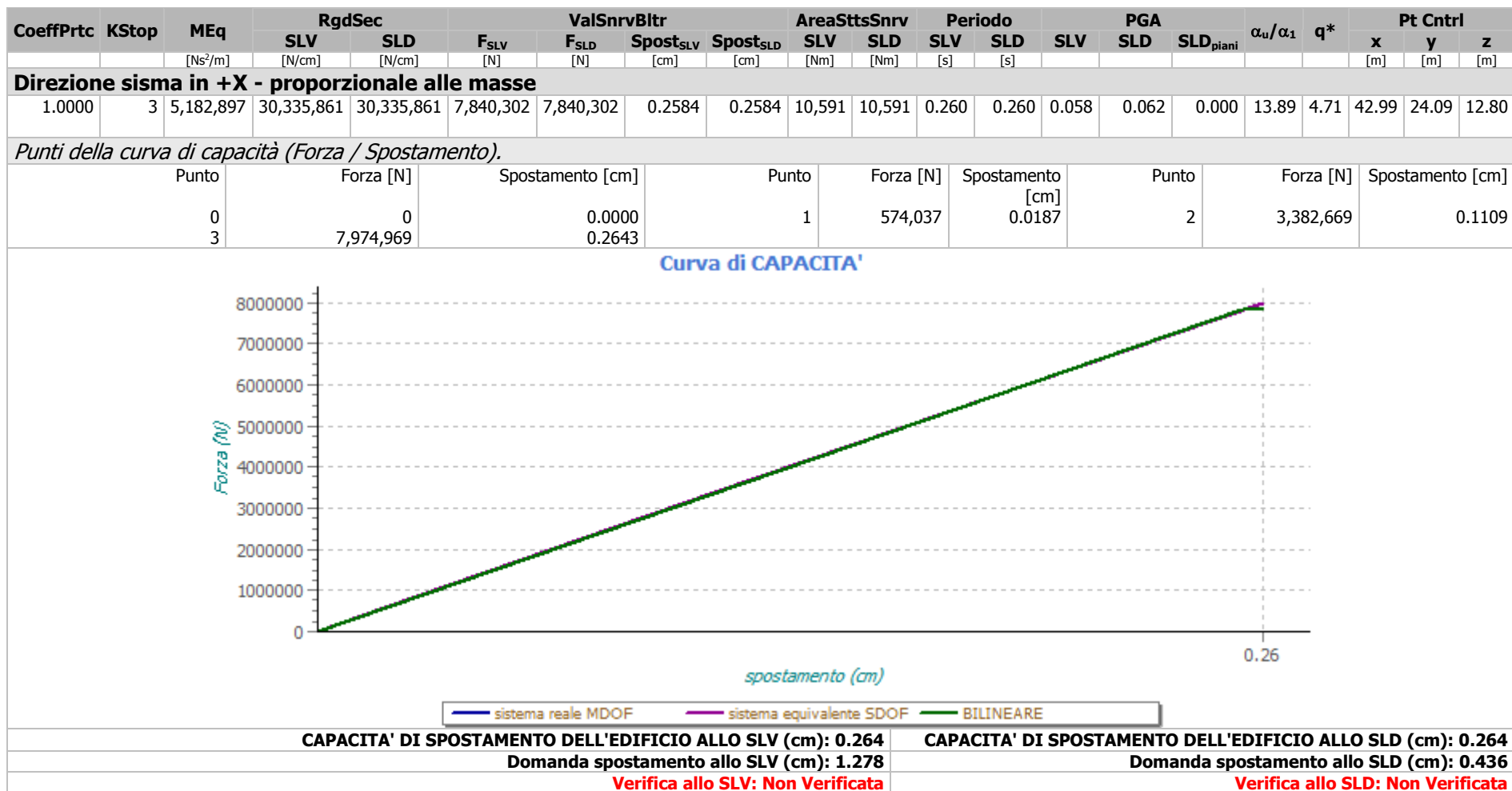
verde, se la muratura della shell è nella fase di **Softening**, con una residua capacità di resistenza che, però, decresce rapidamente all'aumentare delle deformazioni.

rosso, se la muratura della shell non ha più alcuna capacità di resistenza.

Figura 31 – Indicazione delle colorazioni dei setti murari e corrispondenti significati

I diagrammi rappresentano le 4 direzioni del sisma (+X, -X, +Y e -Y) e le due distribuzioni di forze orizzontali (forze proporzionali alle masse e forze proporzionali al I Modo di vibrazione per la direzione considerata) per un totale di 8 Analisi Statiche Non Lineari.

Successivamente vengono allegate le curve di capacità della struttura, rappresentanti in ascissa il taglio alla base e in ordinata lo spostamento del Punto di Controllo; dalle curve si ricavano le caratteristiche di un Sistema a 1 Grado di Libertà equivalente e in particolare le grandezze “Forza allo Snervamento” e spostamento corrispondente imponendo l’uguaglianza tra l’area sottesa dalla curva e la bilineare equivalente. Definite quindi la rigidezza secante e la massa equivalente, si ricava il periodo del sistema a 1 Grado di Libertà; con tale Periodo sono calcolate le domande di spostamento allo SLU (SLV) e allo SLE (SLD).



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle X positive (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alle masse), la PGA è pari a 0,058 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è in entrambi i casi inferiore alla domanda di spostamento.

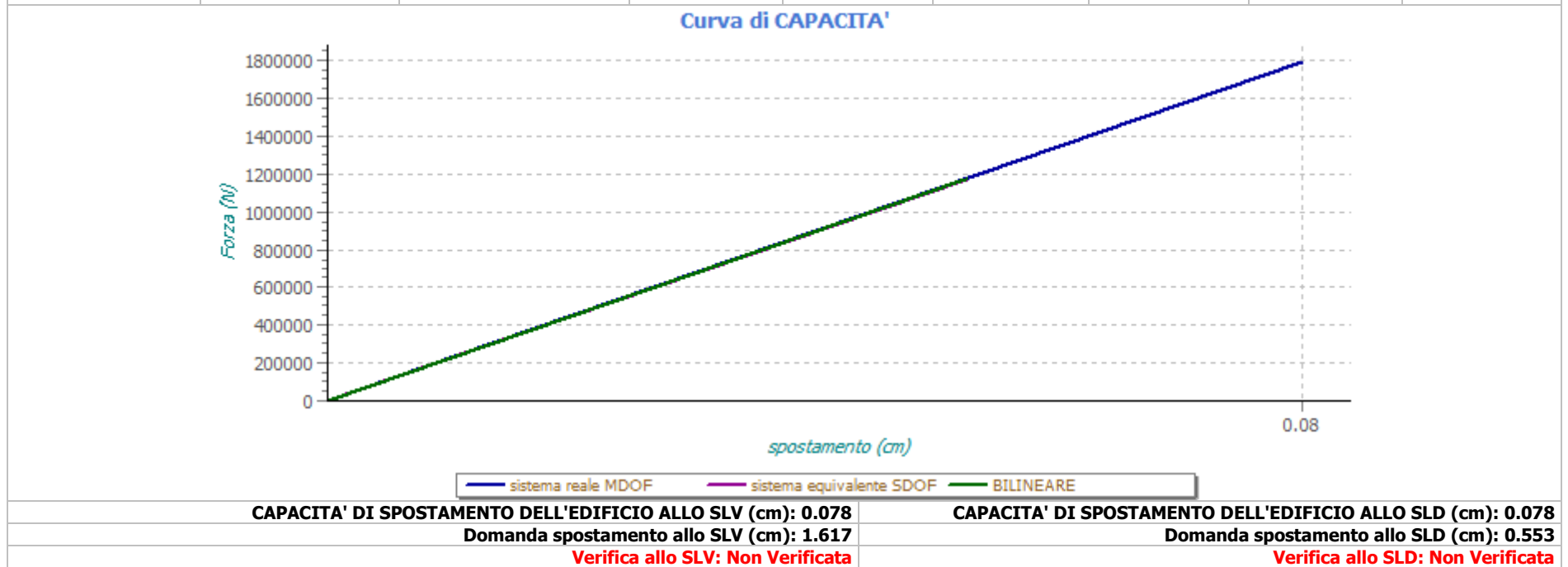
CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		PGA		SLD _{piani}	α_u / α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD	SLV	SLD				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]						[m]	[m]	[m]

Direzione sisma in +X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

1.5243	8	2,744,894	23,040,745	23,040,745	1,172,277	1,172,277	0.0509	0.0509	300	300	0.217	0.217	0.014	0.014	0.000	5.89	16.58	42.99	24.09	12.80
--------	---	-----------	------------	------------	-----------	-----------	--------	--------	-----	-----	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	-------	-------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	304,014	0.0132	2	1,791,482	0.0778



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle X positive (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alla deformata del primo modo di vibrazione), la PGA è pari a 0,014 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è in entrambi i casi inferiore alla domanda di spostamento.

CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		PGA		SLD _{piani}	α_u / α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD	SLV	SLD				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]						[m]	[m]	[m]

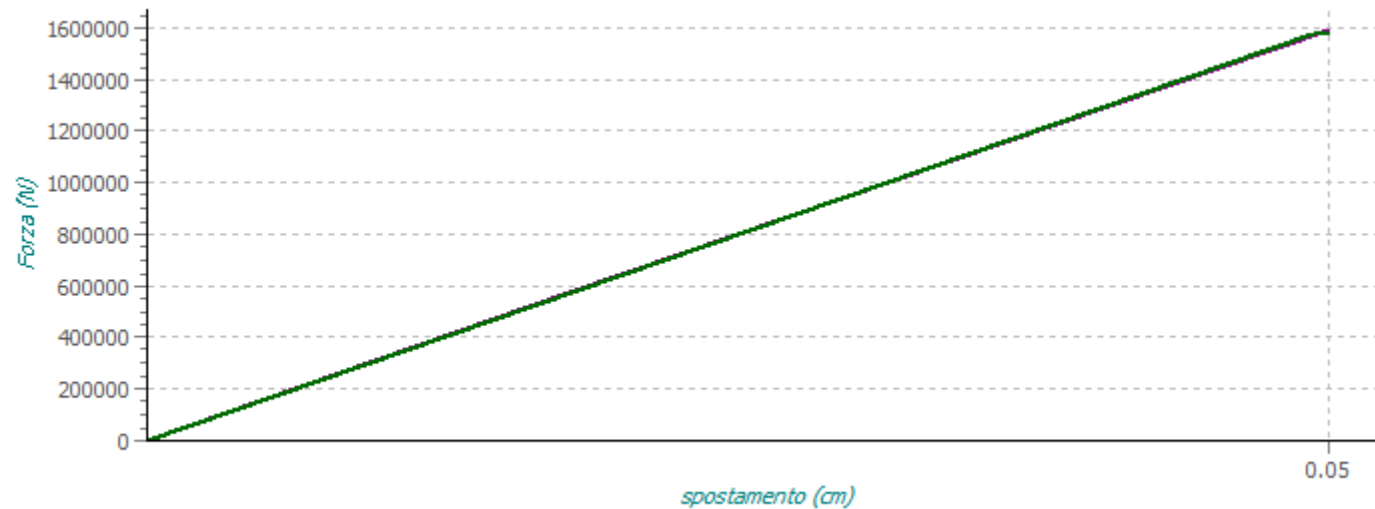
Direzione sisma in -X - proporzionale alle masse

1.0000	3	5,182,897	32,358,124	32,358,124	1,573,421	1,573,421	0.0486	0.0486	393	393	0.251	0.251	0.011	0.011	0.000	2.77	23.47	42.99	24.09	12.80
--------	---	-----------	------------	------------	-----------	-----------	--------	--------	-----	-----	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	-------	-------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	574,037	0.0176	2	1,588,802	0.0493

Curva di CAPACITA'



— sistema reale MDOF — sistema equivalente SDOF — BILINEARE

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm): 0.049

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm): 0.049

Domanda spostamento allo SLV (cm): 1.249

Domanda spostamento allo SLD (cm): 0.437

Verifica allo SLV: Non Verificata

Verifica allo SLD: Non Verificata

Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle X negative (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alle masse), la PGA è pari a 0,011 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è in entrambi i casi inferiore alla domanda di spostamento.

CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		PGA		SLD _{piani}	α_u / α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD	SLV	SLD				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]						[m]	[m]	[m]

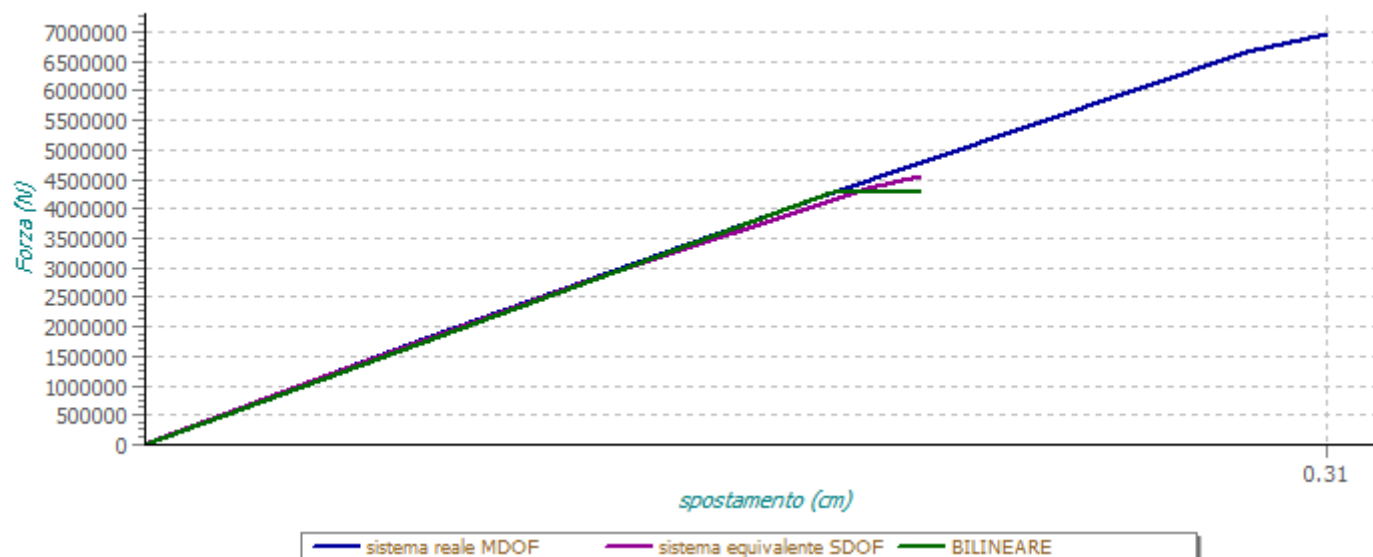
Direzione sisma in -X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

1.5243	3	2,744,894	23,693,833	23,693,833	4,283,631	4,283,631	0.1808	0.1808	4,885	4,885	0.214	0.214	0.058	0.066	0.000	22.89	4.50	42.99	24.09	12.80
--------	---	-----------	------------	------------	-----------	-----------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	-------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	304,014	0.0122	2	1,791,482	0.0737
3	4,223,592	0.1783	4	6,655,701	0.2905	5	6,959,715	0.3116

Curva di CAPACITA'



CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm): 0.312

Domanda spostamento allo SLV (cm): 1.521

Verifica allo SLV: Non Verificata

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm): 0.312

Domanda spostamento allo SLD (cm): 0.477

Verifica allo SLD: Non Verificata

Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle X negative (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alla deformata del primo modo di vibrazione), la PGA è pari a 0,058 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è in entrambi i casi inferiore alla domanda di spostamento.

CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		PGA		SLD _{piani}	α_u / α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD	SLV	SLD				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]						[m]	[m]	[m]

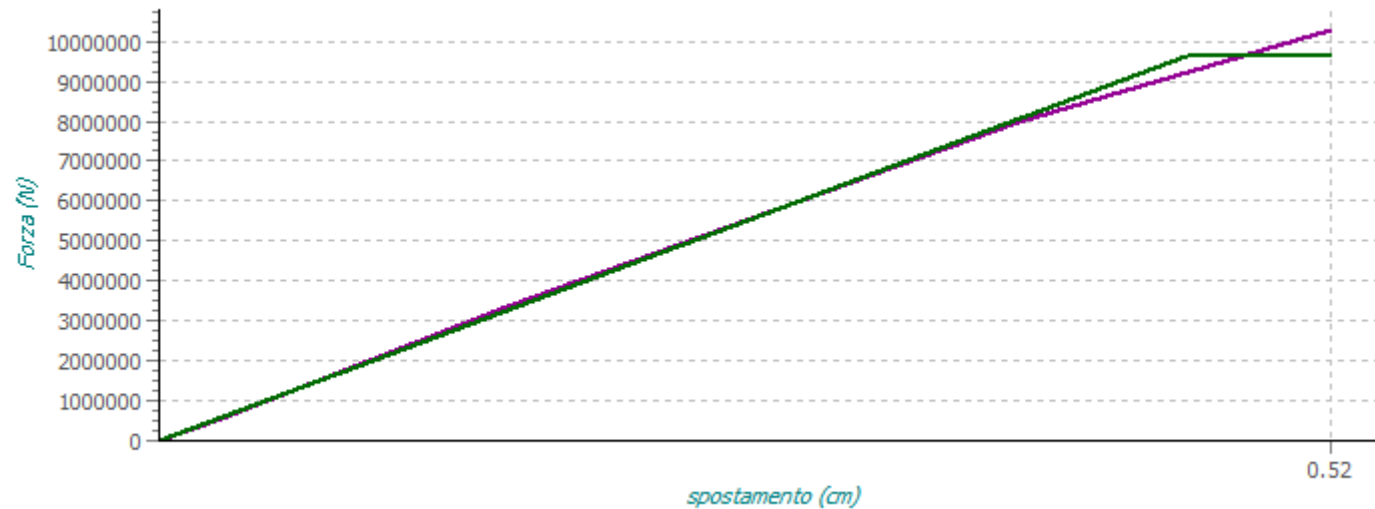
Direzione sisma in +Y - proporzionale alle masse

1.0000	3	5,182,897	21,072,780	21,072,780	9,639,688	9,639,688	0.4574	0.4574	28,187	28,187	0.312	0.312	0.084	0.087	0.000	17.89	3.83	42.99	24.09	12.80
--------	---	-----------	------------	------------	-----------	-----------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	-------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	574,037	0.0276	2	3,382,669	0.1547
3	7,974,969	0.3823	4	10,271,118	0.5211			

Curva di CAPACITA'



— sistema reale MDOF — sistema equivalente SDOF — BILINEARE

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm): 0.521

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm): 0.521

Domanda spostamento allo SLV (cm): 1.752

Domanda spostamento allo SLD (cm): 0.609

Verifica allo SLV: Non Verificata

Verifica allo SLD: Non Verificata

Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle Y positive (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alle masse), la PGA è pari a 0,084 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è in entrambi i casi inferiore alla domanda di spostamento.

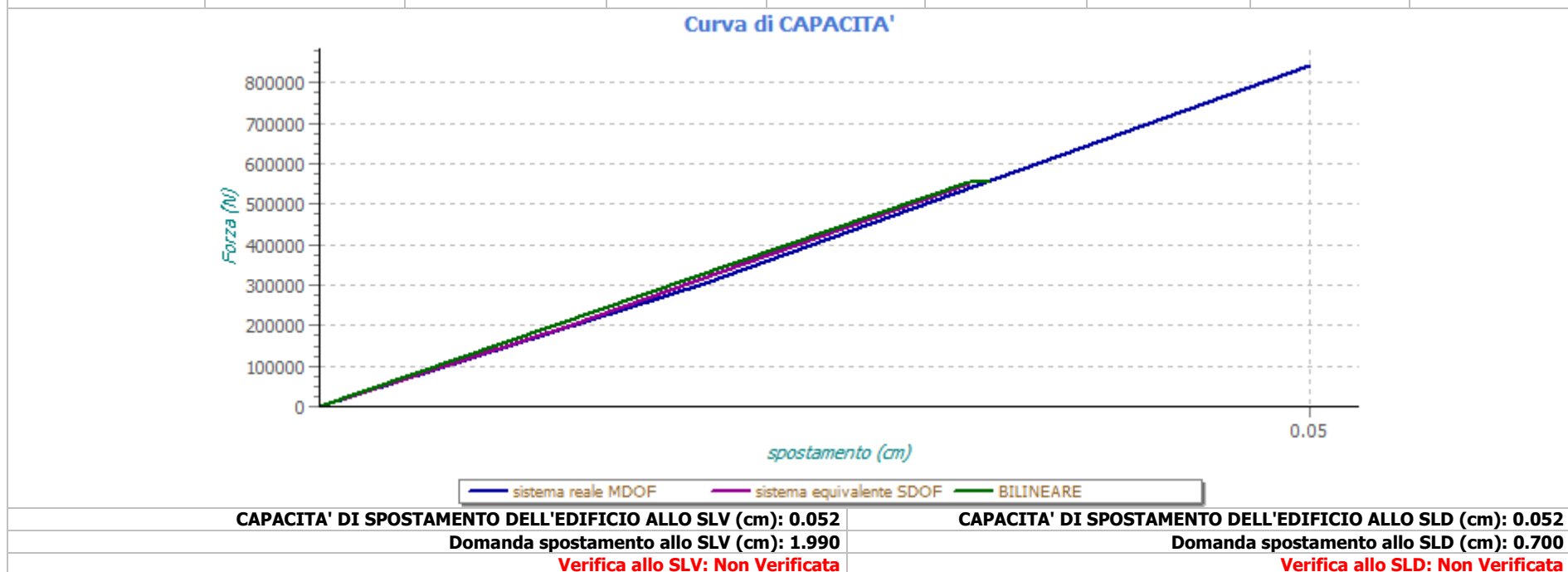
CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		PGA		SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD	SLV	SLD				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]						[m]	[m]	[m]

Direzione sisma in +Y - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

1.5243	3	2,744,894	15,755,882	15,755,882	552,729	552,729	0.0351	0.0351	91	91	0.262	0.262	0.007	0.008	0.000	2.77	35.38	42.99	24.09	12.80
--------	---	-----------	------------	------------	---------	---------	--------	--------	----	----	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	-------	-------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto 0	Forza [N] 0	Spostamento [cm] 0.0000	Punto 1	Forza [N] 304,014	Spostamento [cm] 0.0202	Punto 2	Forza [N] 841,439	Spostamento [cm] 0.0519
------------	----------------	----------------------------	------------	----------------------	----------------------------	------------	----------------------	----------------------------



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle Y positive (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alla deformata del primo modo di vibrazione), la PGA è pari a 0,007 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è in entrambi i casi inferiore alla domanda di spostamento.

CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		PGA		SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD	SLV	SLD				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]						[m]	[m]	[m]

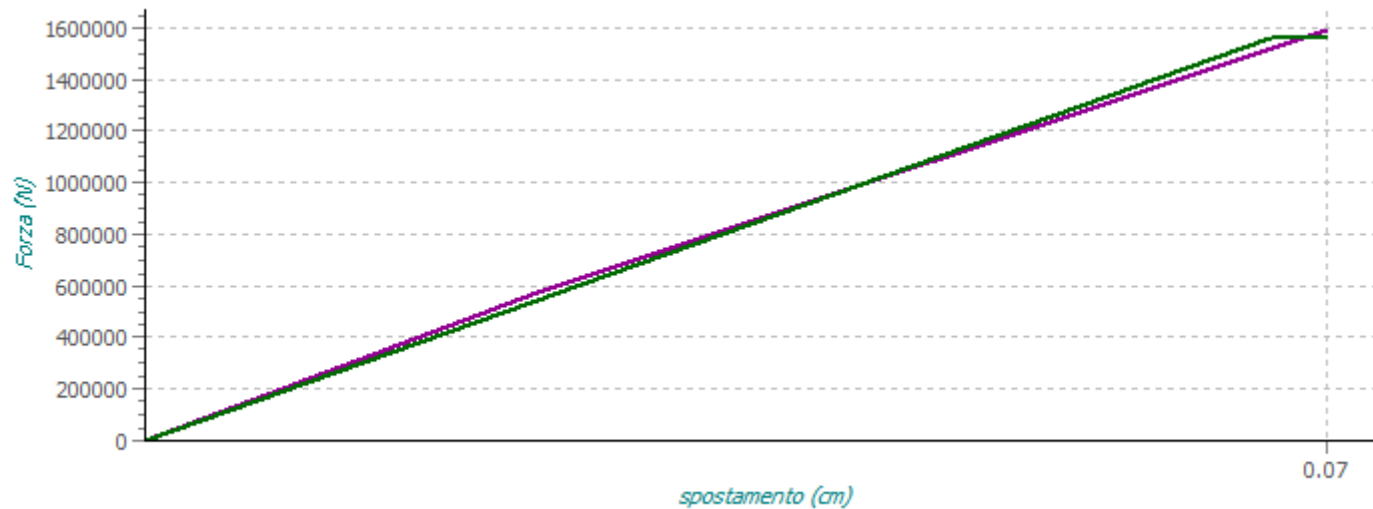
Direzione sisma in -Y - proporzionale alle masse

1.0000	3	5,182,897	23,395,716	23,395,716	1,562,279	1,562,279	0.0668	0.0668	574	574	0.296	0.296	0.013	0.013	0.000	2.77	23.63	42.99	24.09	12.80
--------	---	-----------	------------	------------	-----------	-----------	--------	--------	-----	-----	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	-------	-------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	574,037	0.0232	2	1,588,802	0.0701

Curva di CAPACITA'



— sistema reale MDOF — sistema equivalente SDOF — BILINEARE

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm): 0.070

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm): 0.070

Domanda spostamento allo SLV (cm): 1.578

Domanda spostamento allo SLD (cm): 0.549

Verifica allo SLV: Non Verificata

Verifica allo SLD: Non Verificata

Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle Y negative (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alle masse), la PGA è pari a 0,013 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è in entrambi i casi inferiore alla domanda di spostamento.

CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		SLV	PGA		SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Sp _{SLV}	Sp _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD		SLD	SLD _{piani}				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]							[m]	[m]	[m]

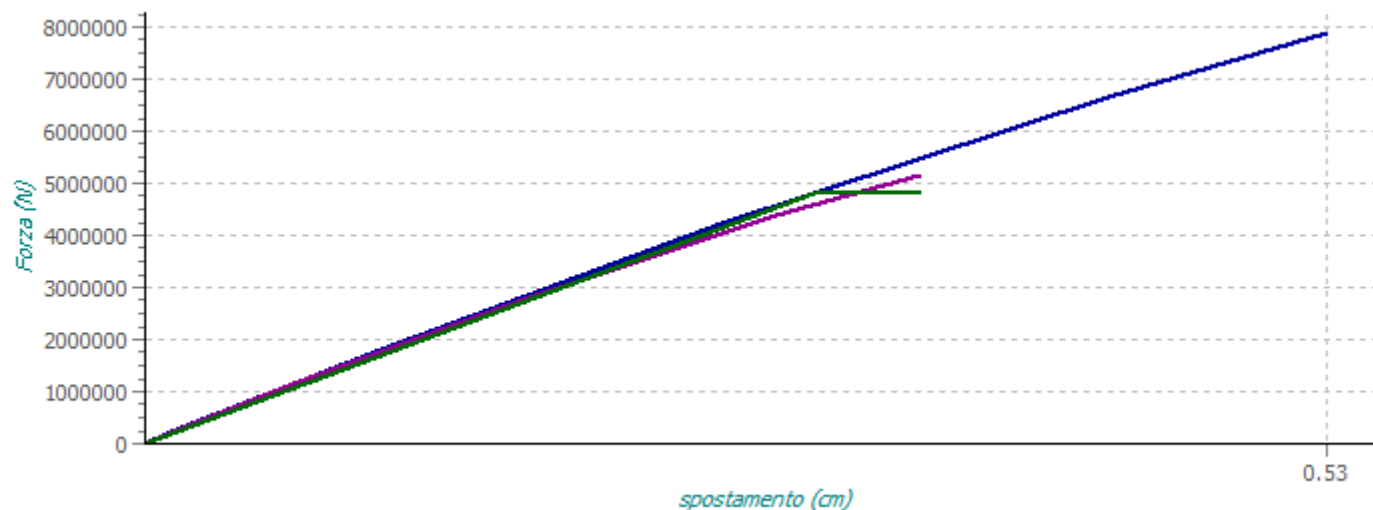
Direzione sisma in -Y - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

1.5243	3	2,744,894	15,921,616	15,921,616	4,814,594	4,814,594	0.3024	0.3024	9,595	9,595	0.261	0.261	0.077	0.082	0.000	25.89	4.06	42.99	24.09	12.80
--------	---	-----------	------------	------------	-----------	-----------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	-------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	304,014	0.0159	2	1,791,482	0.1067
3	4,223,592	0.2609	4	6,655,701	0.4350	5	7,871,756	0.5342

Curva di CAPACITA'



— sistema reale MDOF — sistema equivalente SDOF — BILINEARE

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm): 0.534

Domanda spostamento allo SLV (cm): 1.956

Verifica allo SLV: Non Verificata

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm): 0.534

Domanda spostamento allo SLD (cm): 0.665

Verifica allo SLD: Non Verificata

Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle Y negative (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alla deformata del primo modo di vibrazione), la PGA è pari a 0,077 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è in entrambi i casi inferiore alla domanda di spostamento.

Legenda dei valori assunti dal parametro KStop	
Valore	Descrizione
1	Raggiunto spostamento assegnato del punto di controllo
2	Raggiunta ampiezza minima del substep
3	Raggiunto massimo numero di tentativi di soluzione del substep
4	Raggiunto massimo numero di iterazioni cumulative
5	Raggiunta condizione di instabilità nella struttura
6	Richiesta di interruzione attraverso il file .ABT
7	Raggiunto valore limite assegnato del Parametro di Rigidezza
8	Raggiunto valore limite di Lambda dopo il superamento di LambdaMax
9	Raggiunta iterazione prossima alla condizione di singolarità o instabilità

LEGENDA Curva di capacità

CoeffPrtc	Coefficiente di partecipazione.
KStop	Codice di conclusione dell'analisi.
MEq	Massa del sistema SDOF.
RgdSec	Rigidezza secante allo snervamento del sistema SDOF.
ValSnrvBltr	Valori allo snervamento della bilatera equivalente.
AreaSttsSnrv	Area sottesa allo snervamento.
Periodo	Periodo del sistema SDOF.
PGA	Accelerazione di picco al suolo: [SLV] = Stato limite salvaguardia della vita; [SLD] = Stato limite di danno (relativo al massimo valore della forza); [SLDpiani] = Stato limite di danno (relativo allo spostamento differenziale fra due piani consecutivi che eccede i valori riportati al § 7.3.7.2)
α_u/α_1	Rapporto α_u/α_1
q*	Rapporto riferito al sistema equivalente SDOF, tra il taglio totale alla base calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente ottenuto dall'analisi.
Pt Cntrl	Coordinate del punto di controllo.

Per quanto riguarda la vulnerabilità della struttura, i risultati ottenuti dall'analisi strutturale sono sintetizzati nelle tabelle che seguono.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [Ag/g]	T _{RC} [anni]
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.007	3
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.007	3
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.000	0

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

La capacità dell'edificio per la rottura a pressoflessione nel piano e fuori piano del maschio in termini di accelerazione al suolo è pari a 0,007 (Ag/g) che corrisponde ad un periodo di ritorno pari a 3 anni in entrambi i casi.

Allo stesso tempo, la capacità dell'edificio per la deformazione ultima del maschio risulta nulla. Questo risultato è dovuto alla mancanza dei cordoli sommitali che, se fossero stati presenti, avrebbero limitato fortemente le deformazioni.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Stato Limite	PGA _D [g]	T _{RD} [anni]
SLO	0.079	45
SLD	0.102	75
SLV	0.282	712
SLC	0.337	1'462

LEGENDA

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$)
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno

La seconda tabella evidenzia la PGA relativa agli stati limiti considerati per l'entità dell'azione sismica attesa nel luogo di riferimento.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Stato Limite	Indicatori di rischio sismico	
	α_{PGA}	α_{TR}
SLO	> 100	> 100
SLD	> 100	> 100
SLV	0.000	0.000

LEGENDA

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
α_{PGA}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

L'ultima tabella mostra il rapporto tra il valore minimo della capacità in termini di accelerazione al suolo (tra quelli per le varie tipologia di rotture e deformazione dei maschi) ed il corrispondente valore di PGA per l'azione sismica attesa. Come si può vedere, tale rapporto risulta nullo in quanto la PGA riferita alla deformazione ultima del maschio è pari a zero; si evidenzia quindi una notevole criticità legata agli spostamenti in fase sismica che risultano eccessivi, soprattutto a livello della copertura a causa della mancanza di cordoli sommitali in grado di assicurare un adeguato comportamento scatolare ed impedire lo spostamento dei setti murari interessati.

I tabulati con tutte le verifiche effettuate, restituiti dal programma di calcolo a seguito della verifica globale, sono allegati nell'apposita sezione della relazione.

10.6.2 Scuderia

Si effettua un'analisi strutturale con il software EdiLus MU, la medesima svolta per l'Edificio Principale, con l'elaborazione di un modello tridimensionale della struttura della Scuderia n.4 che, come detto, può ragionevolmente rappresentare tutti gli altri edifici adibiti a scuderia che risultano analoghi per tipologia costruttiva e dimensioni.

Il programma di calcolo restituisce il modello tridimensionale della struttura composto da setti murari rappresentati gli elementi "shell".

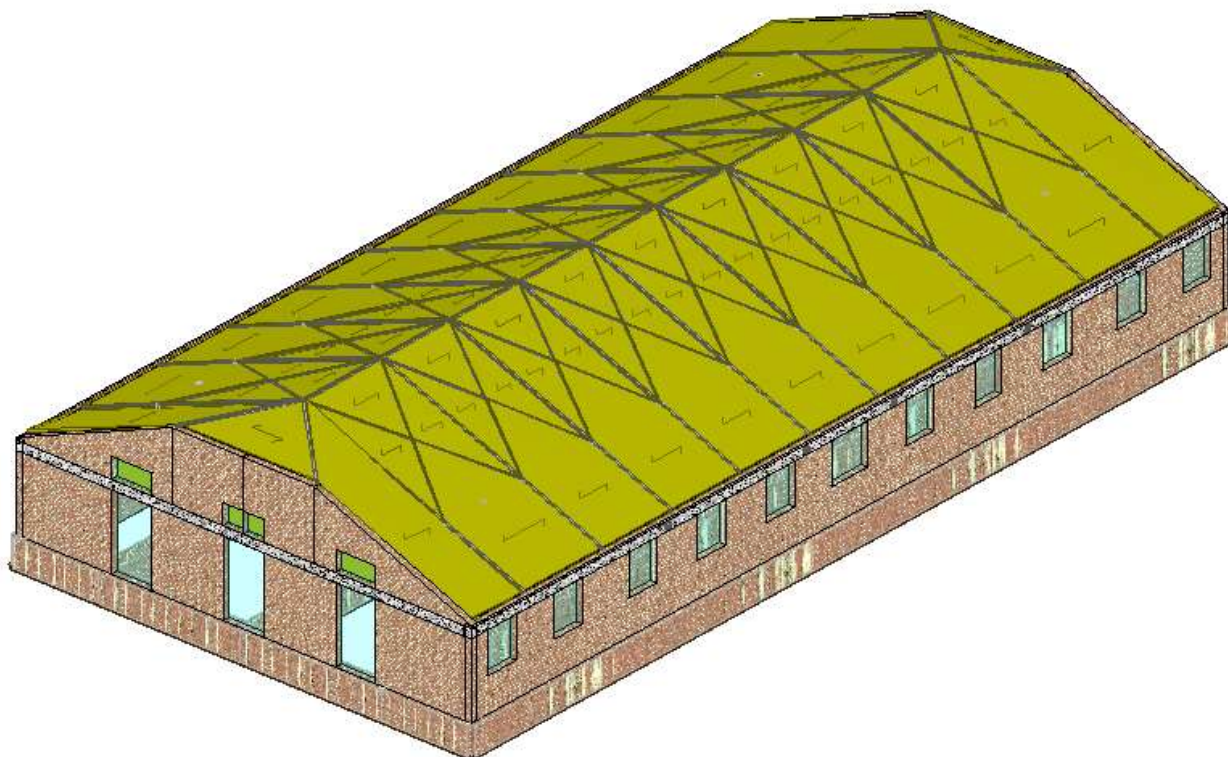


Figura 40 - Elaborazione tridimensionale dell'Edificio Principale

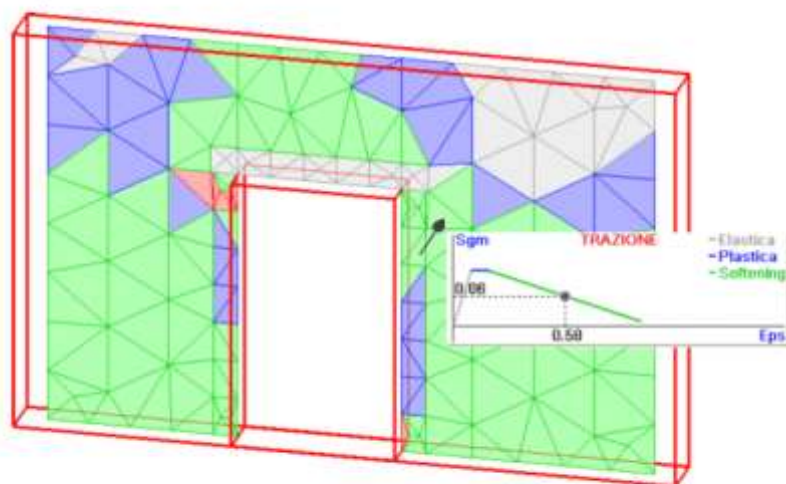
La legenda che segue, estrapolata anch'essa dal programma di calcolo EdiLus MU, è indicativa delle colorazioni e dei significati attribuiti agli shell con differenti colorazioni in base allo stato tensionale della muratura.

Stato tensionale nelle Shell

Lo stato tensionale delle shell degli elementi di muratura viene indicato mediante i seguenti colori:

grigio, se la muratura della shell è ancora in fase **Elastica**;

blu, se la muratura della shell è nella fase **Plastica**, con un aumento delle deformazioni in corrispondenza di una sollecitazione costante.



verde, se la muratura della shell è nella fase di **Softening**, con una residua capacità di resistenza che, però, decresce rapidamente all'aumentare delle deformazioni.

rosso, se la muratura della shell non ha più alcuna capacità di resistenza.

Figura 41 – Indicazione delle colorazioni dei setti murari e corrispondenti significati

I diagrammi rappresentano le 4 direzioni del sisma (+X, -X, +Y e -Y) e le due distribuzioni di forze orizzontali (forze proporzionali alle masse e forze proporzionali al I Modo di vibrazione per la direzione considerata) per un totale di 8 Analisi Statiche Non Lineari.

La seguente legenda, estrapolata dal programma di calcolo EdiLus MU, è indicativa delle colorazioni e dei significati ad esse attribuiti.

Successivamente vengono allegate le curve di capacità della struttura, rappresentanti in ascissa il taglio alla base e in ordinata lo spostamento del Punto di Controllo; dalle curve si ricavano le caratteristiche di un Sistema a 1 Grado di Libertà equivalente e in particolare le grandezze “Forza allo Snervamento” e spostamento corrispondente imponendo l’uguaglianza tra l’area sottesa dalla curva e la bilineare equivalente. Definite quindi la rigidezza secante e la massa equivalente, si ricava il periodo del sistema a 1 Grado di Libertà; con tale Periodo sono calcolate le domande di spostamento allo SLU (SLV) e allo SLE (SLD).

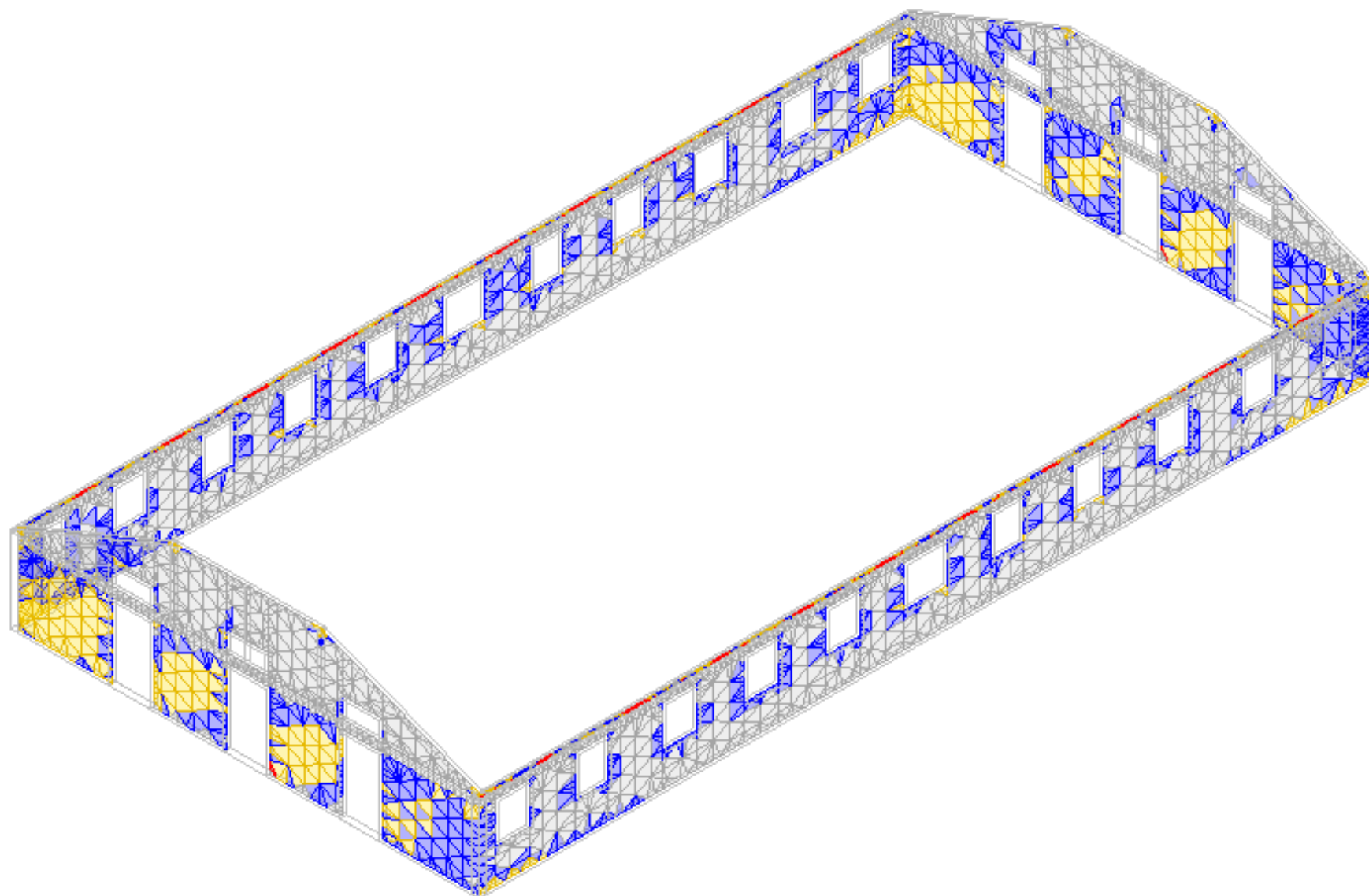


Figura 42 - Direzione sisma in +X - proporzionale alle masse

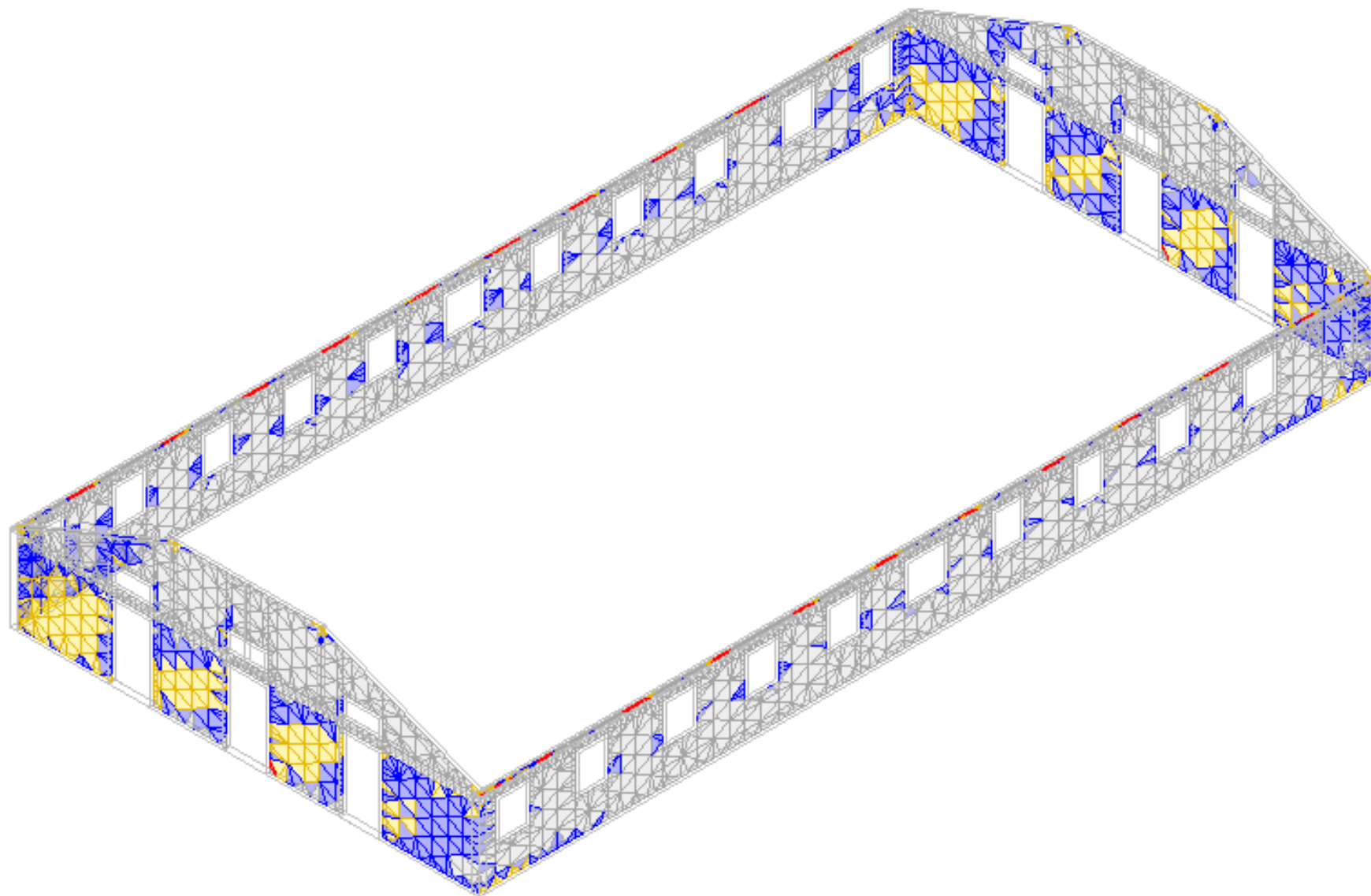


Figura 43 - Direzione sisma in +X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

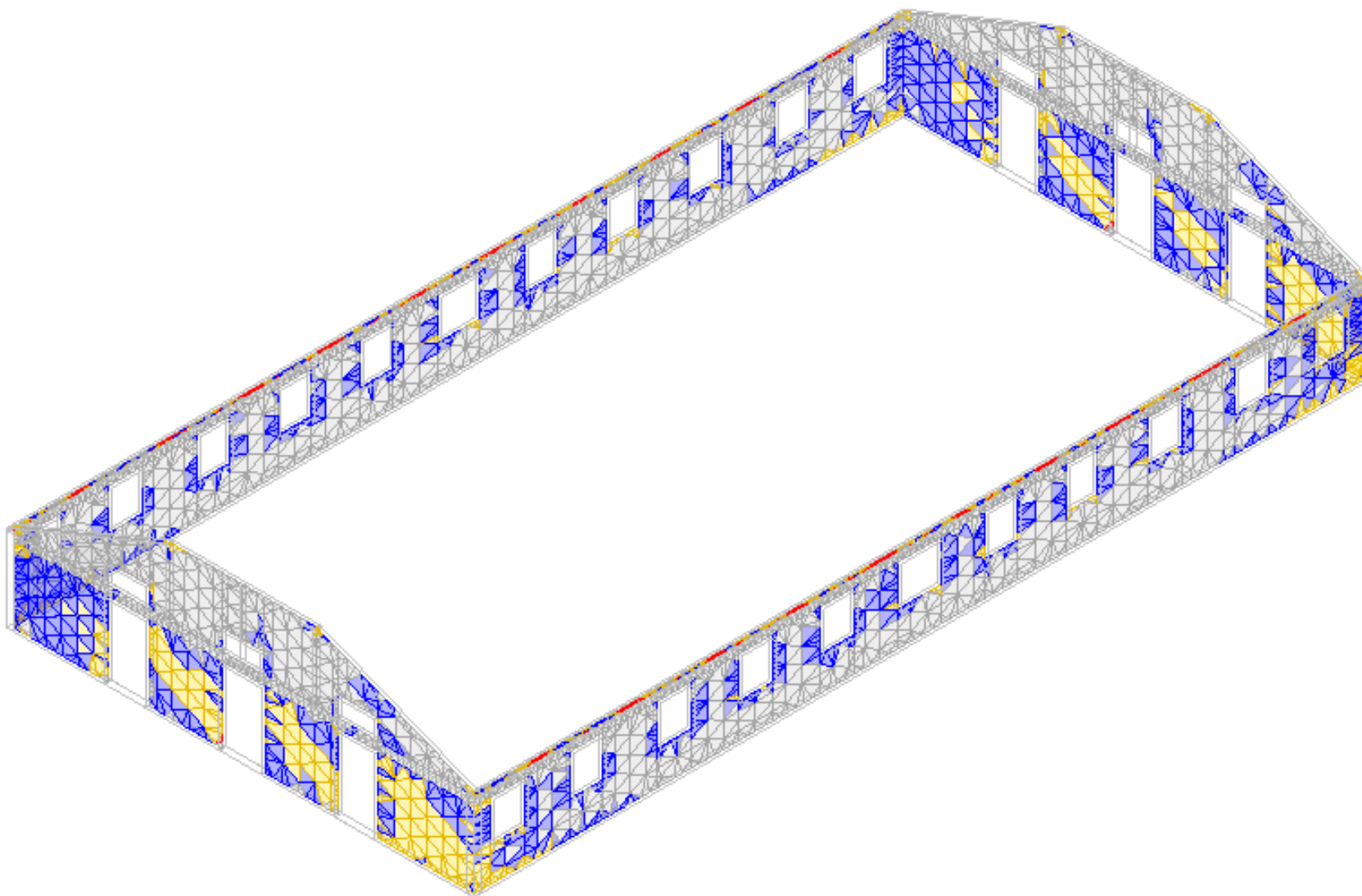


Figura 44 - Direzione sisma in -X - proporzionale alle masse

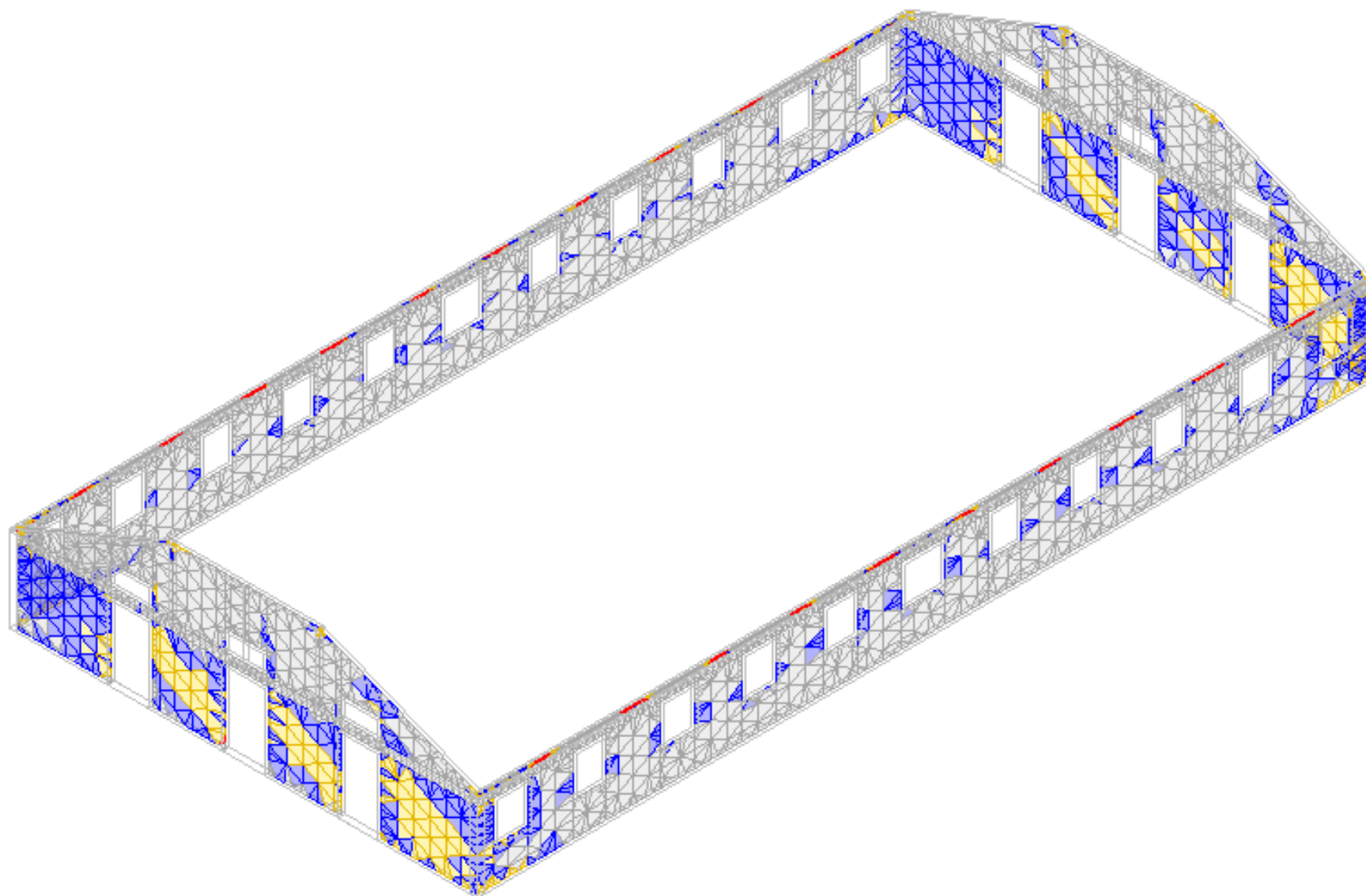


Figura 45 - Direzione sisma in -X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

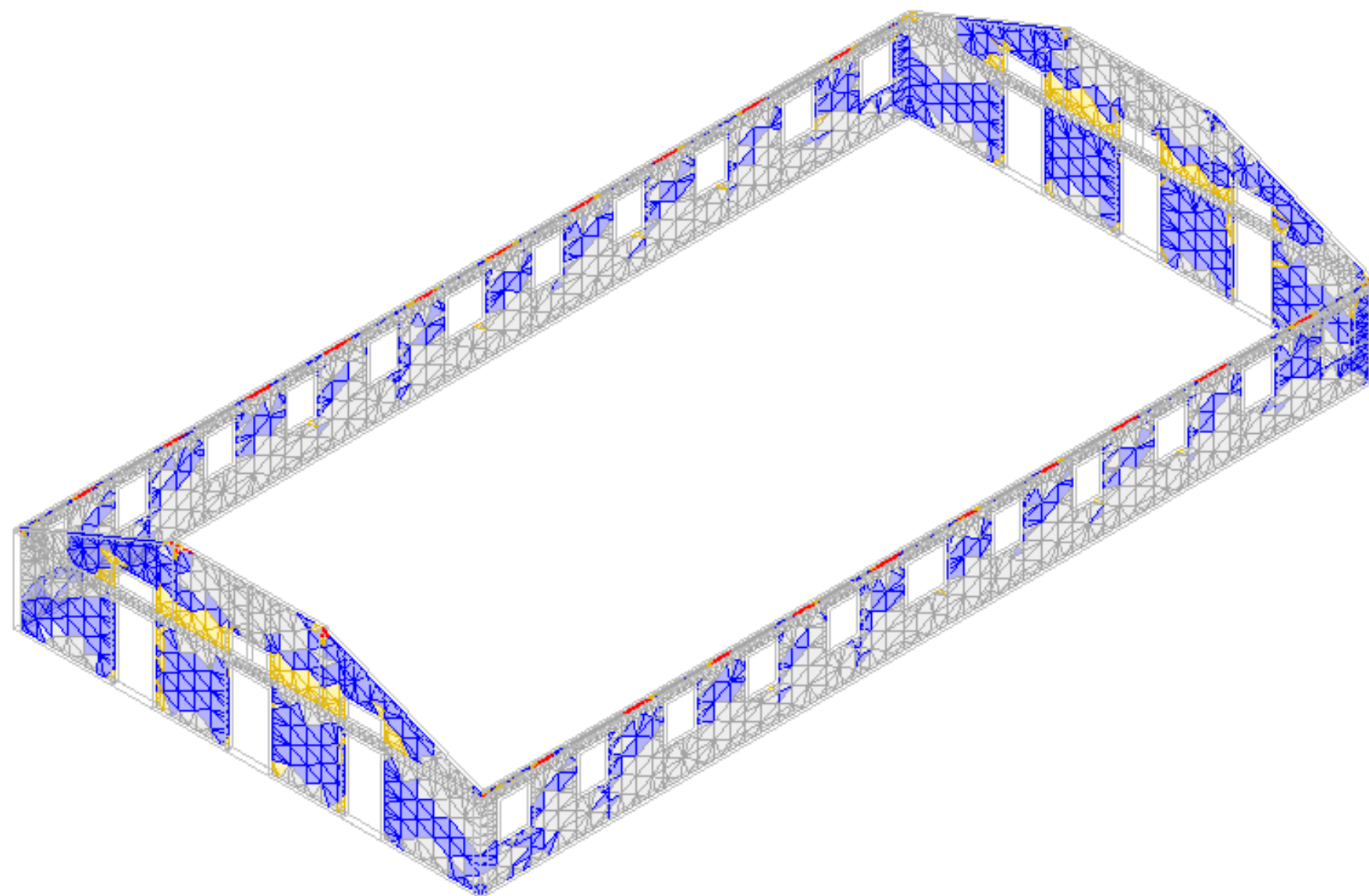


Figura 46 - Direzione sisma in +Y - proporzionale alle masse

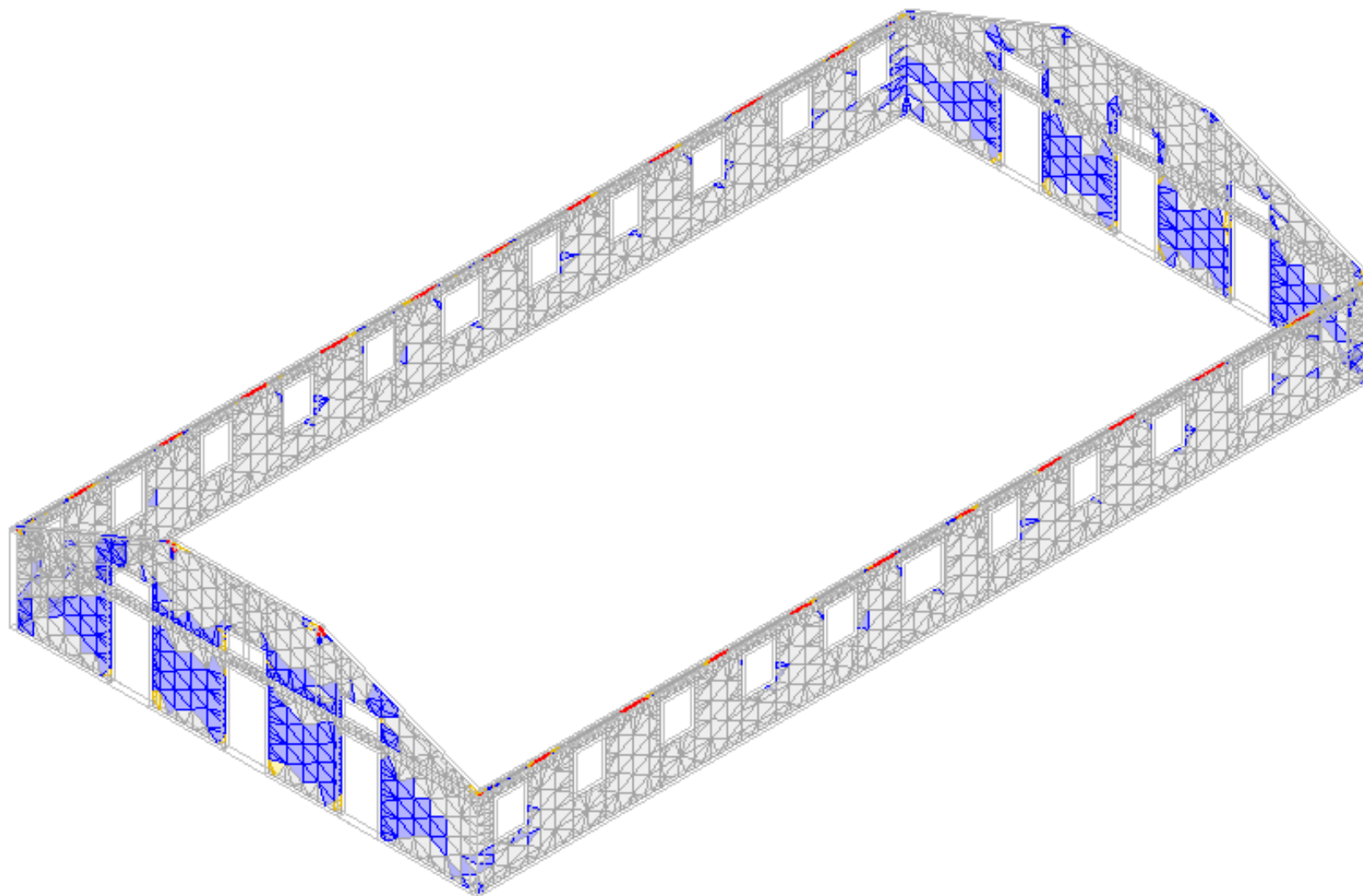


Figura 47 - Direzione sisma in +Y - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

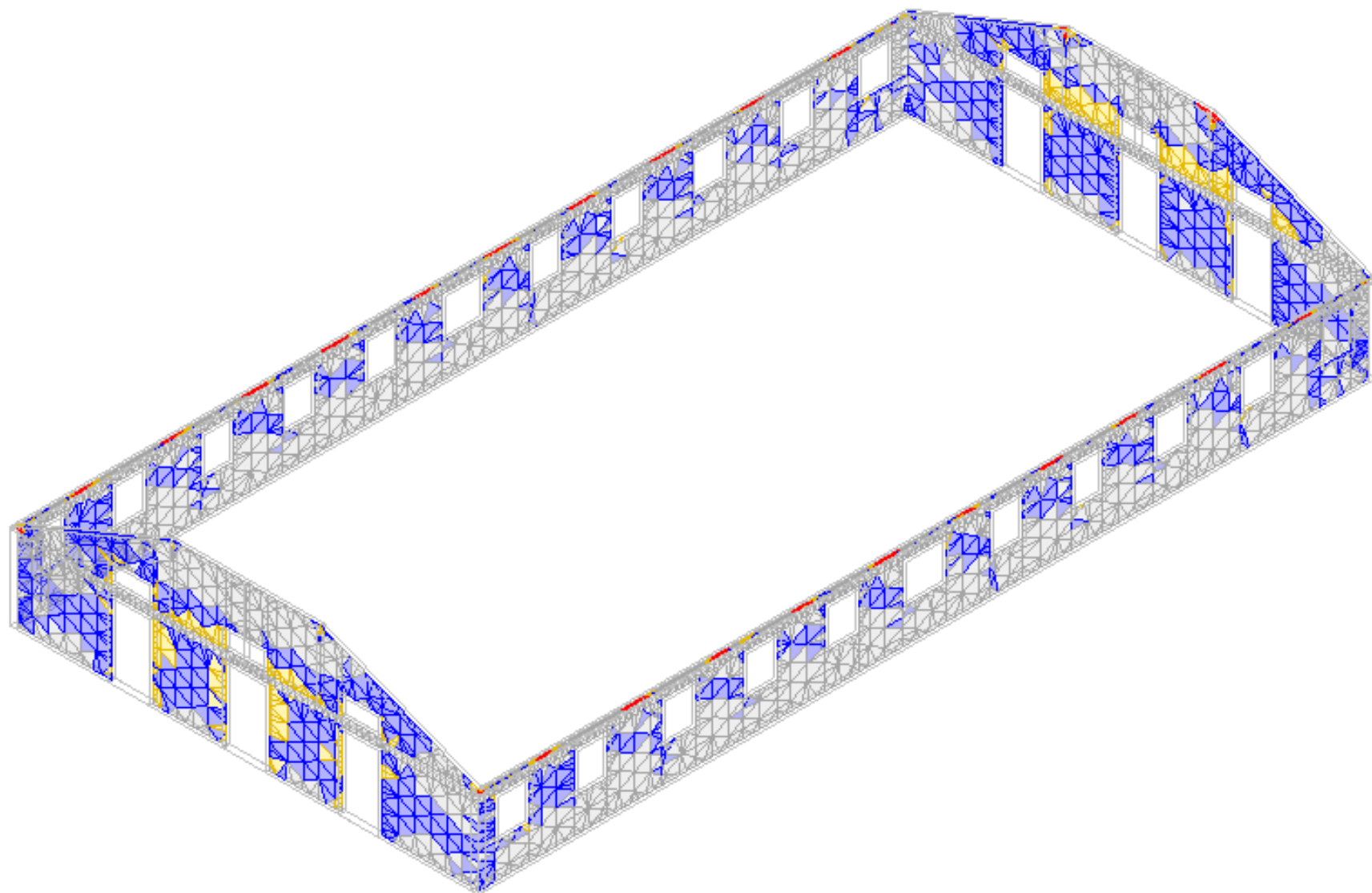


Figura 48 - Direzione sisma in -Y - proporzionale alle masse

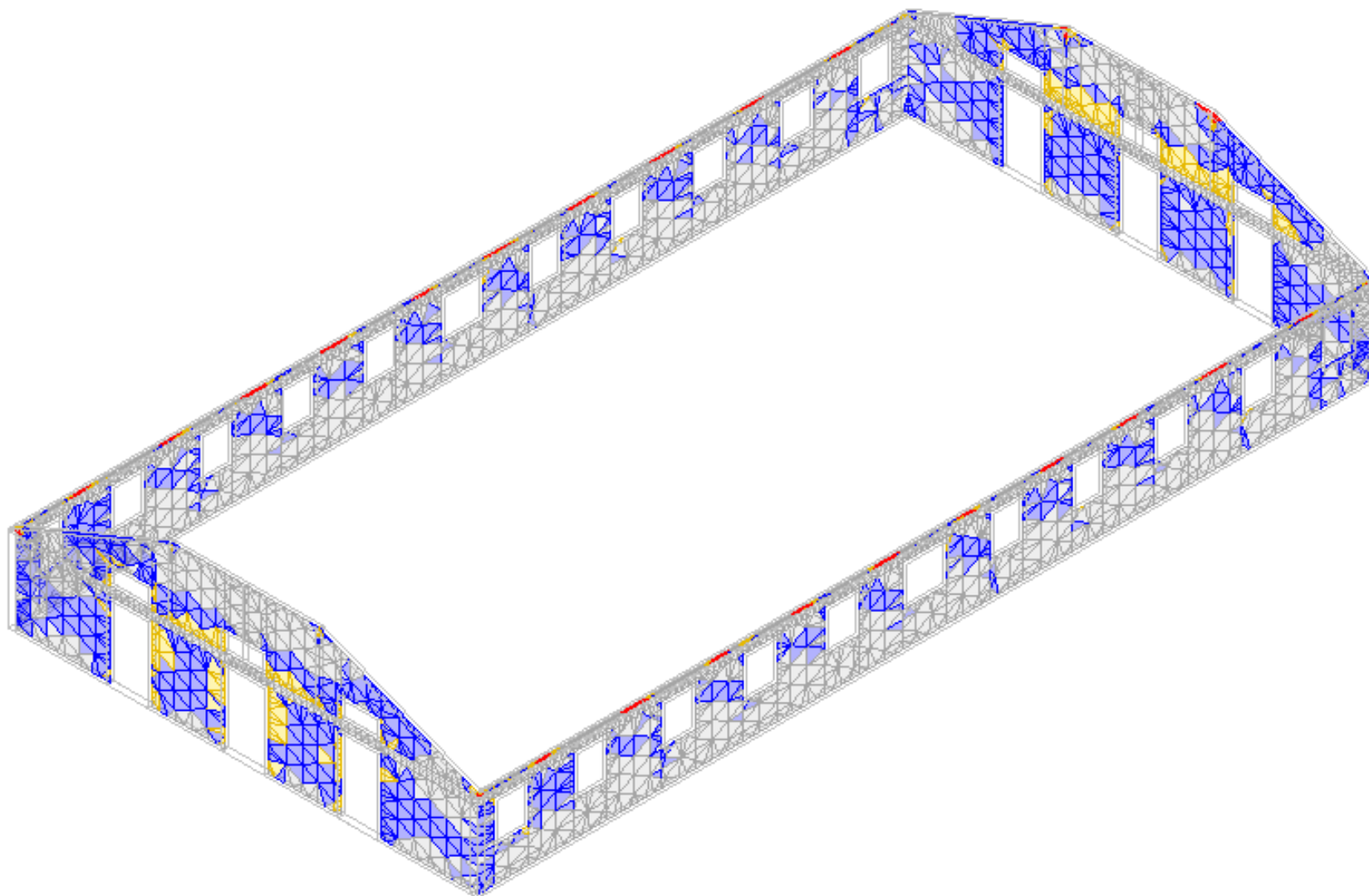
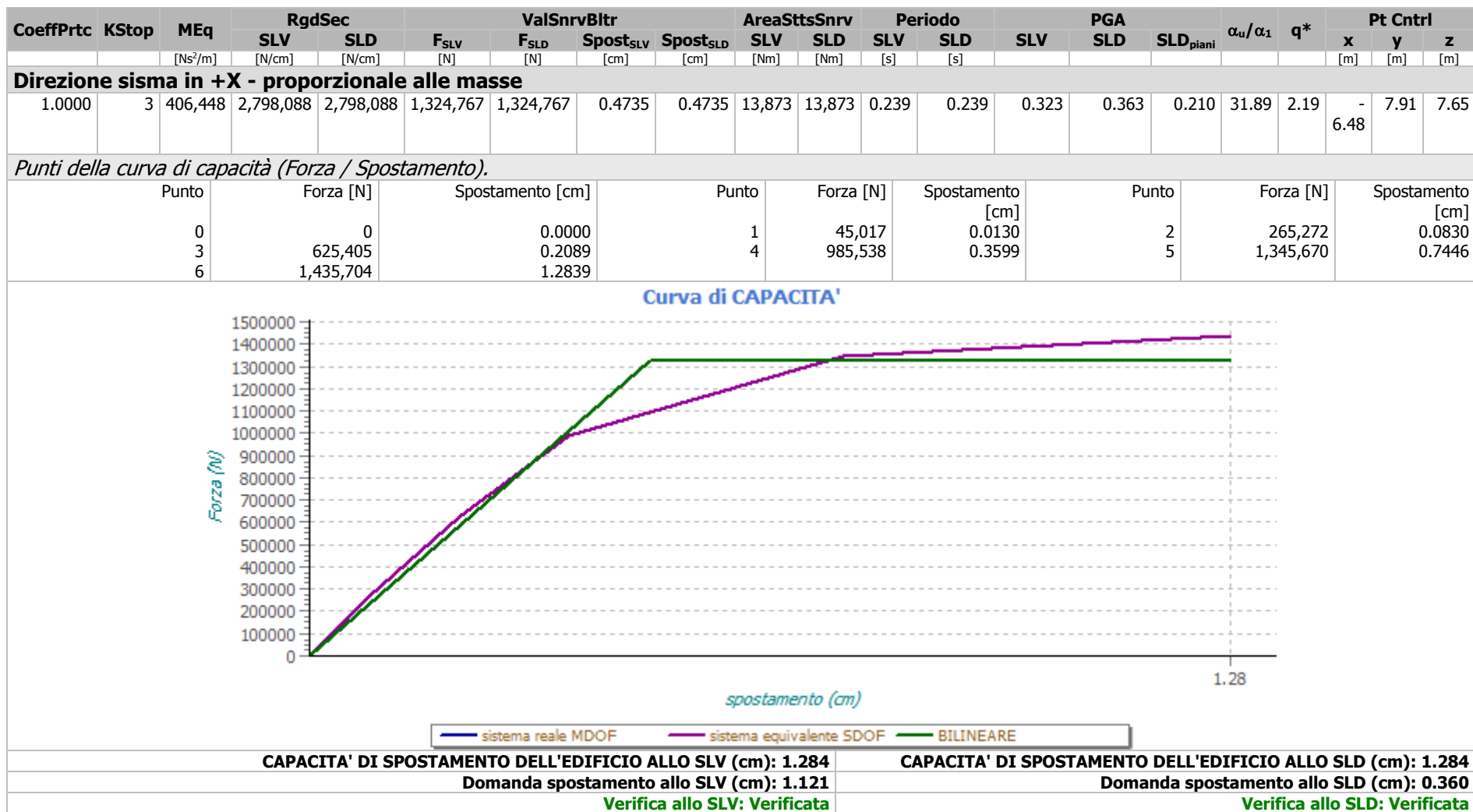


Figura 49 - Direzione sisma in -Y - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle X positive (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alle masse), la PGA è pari a 0,323 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è superiore alla domanda di spostamento in entrambi i casi.

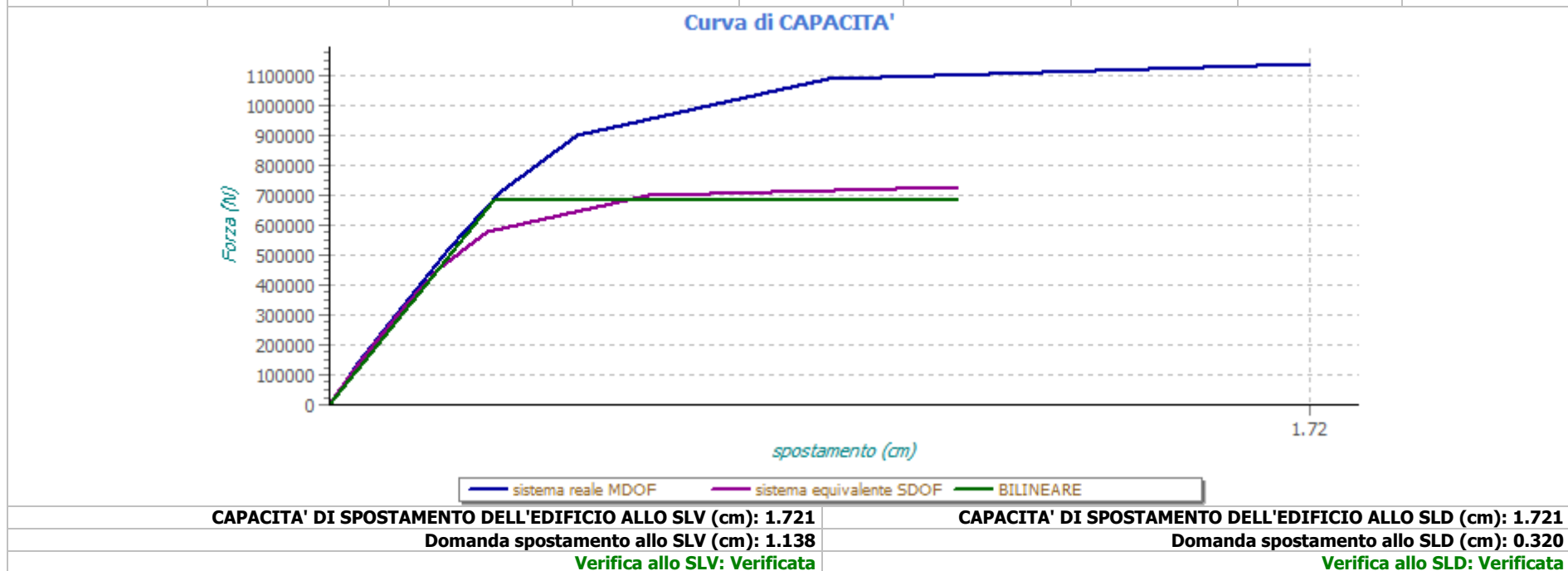
CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		SLV	PGA		SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD		SLD	SLD _{piani}				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]							[m]	[m]	[m]

Direzione sisma in +X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

3	214,852	2,378,230	2,378,230	686,387	686,387	0.2886	0.2886	6,572	6,572	0.189	0.189	0.427	0.547	0.278	47.89	2.04	-6.48	7.91	7.65	
---	---------	-----------	-----------	---------	---------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	------	------	--

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	23,796	0.0076	2	140,225	0.0495
3	330,595	0.1294	4	520,964	0.2104	5	711,334	0.3006
6	901,703	0.4342	7	1,092,073	0.8754	8	1,139,665	1.7212



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle X positive (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alla deformata del primo modo di vibrazione), la PGA è pari a 0,427 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è superiore alla domanda di spostamento in entrambi i casi.

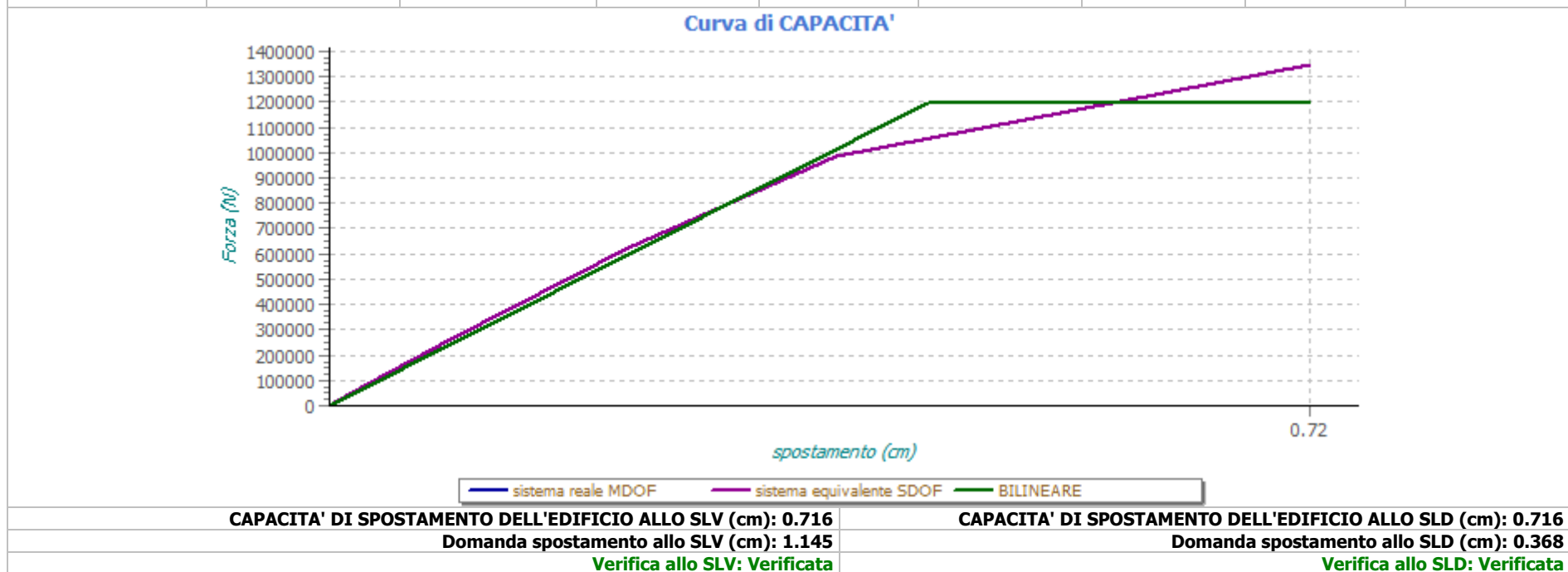
CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		SLV	PGA		SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD		SLD	SLD _{piani}				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]							[m]	[m]	[m]

Direzione sisma in -X - proporzionale alle masse

3	406,448	2,737,662	2,737,662	1,195,646	1,195,646	0.4367	0.4367	5,945	5,945	0.242	0.242	0.176	0.198	0.102	0.00	2.42	-6.48	7.91	7.65	
---	---------	-----------	-----------	-----------	-----------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------	-------	------	------	--

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	45,017	0.0147	2	265,272	0.0889
3	625,405	0.2180	4	985,538	0.3702	5	1,345,670	0.7156



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle X negative (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alle masse), la PGA è pari a 0,176 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è superiore alla domanda di spostamento in entrambi i casi.

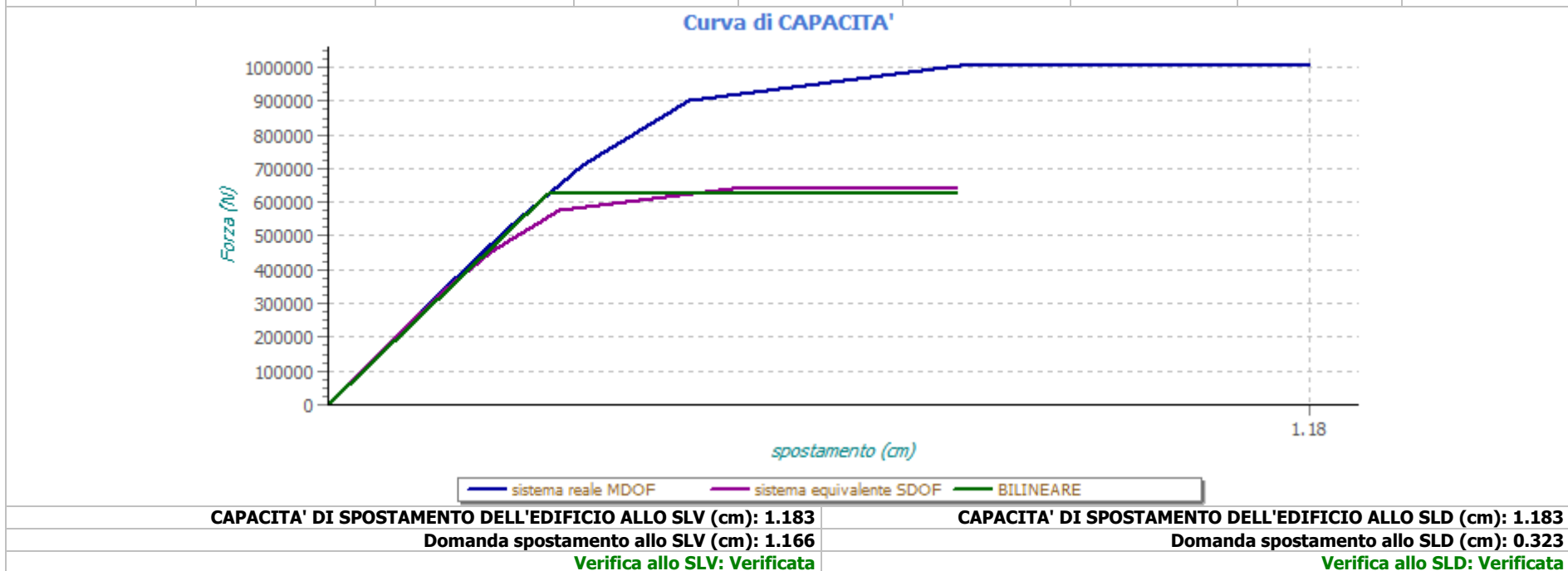
CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		SLV	PGA		SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD		SLV	SLD				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]							[m]	[m]	[m]

Direzione sisma in -X - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

1.5621	2	214,852	2,360,537	2,360,537	623,282	623,282	0.2640	0.2640	3,897	3,897	0.190	0.190	0.286	0.373	0.240	42.36	2.25	-6.48	7.91	7.65
--------	---	---------	-----------	-----------	---------	---------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	------	------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	23,796	0.0093	2	140,225	0.0561
3	330,595	0.1350	4	520,964	0.2167	5	711,334	0.3064
6	901,703	0.4352	7	1,002,837	0.7608	8	1,008,095	1.1830



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle X negative (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alla deformata del primo modo di vibrazione), la PGA è pari a 0,286 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è superiore alla domanda di spostamento in entrambi i casi.

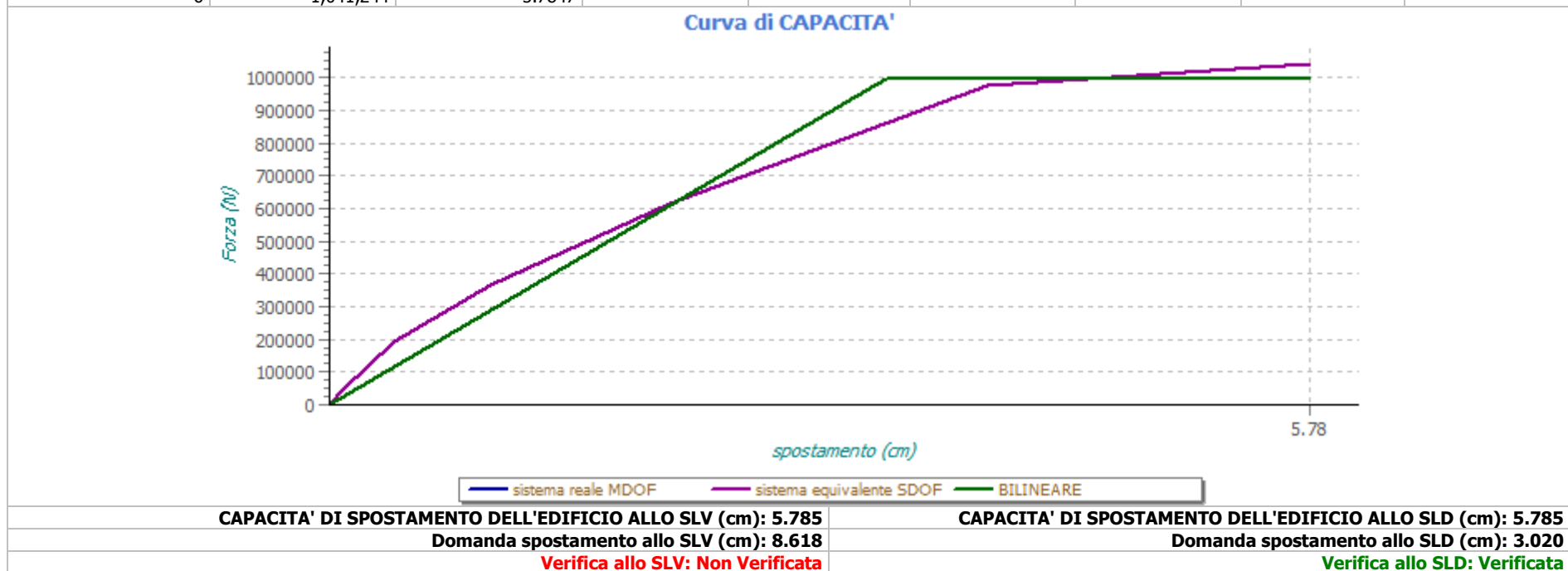
CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		SLV	PGA		SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD		SLD					x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]							[m]	[m]	[m]

Direzione sisma in +Y - proporzionale alle masse

2	406,448	303,744	303,744	995,625	995,625	3.2778	3.2778	41,277	41,277	0.727	0.727	0.189	0.195	0.043	0.00	2.63	-6.48	7.91	7.65	
---	---------	---------	---------	---------	---------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------	-------	------	------	--

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	45,017	0.0813	2	194,934	0.3835
3	367,009	0.9535	4	616,199	2.0125	5	976,332	3.8784
6	1,041,244	5.7847						



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle Y positive (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alle masse), la PGA è pari a 0,189 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV è inferiore alla domanda mentre risulta superiore per lo SLD.

CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		PGA	SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD					x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]					[m]	[m]	[m]

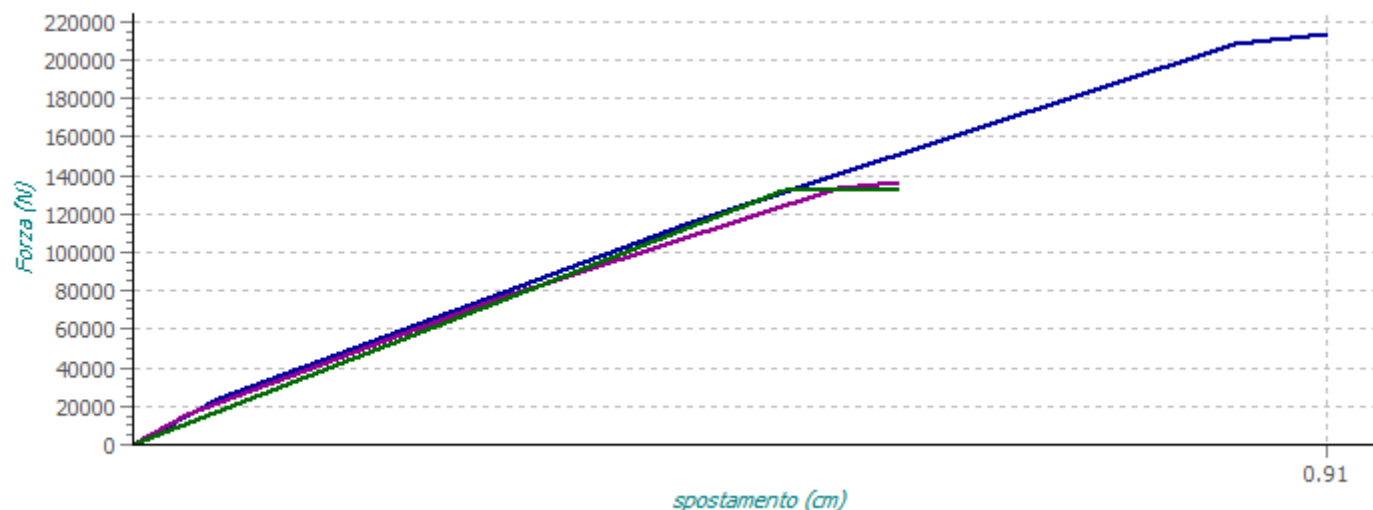
Direzione sisma in +Y - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

1.5621	2	214,852	266,283	266,283	132,112	132,112	0.4961	0.4961	443	443	0.564	0.564	0.029	0.030	0.000	8.97	11.58	-6.48	7.91	7.65
--------	---	---------	---------	---------	---------	---------	--------	--------	-----	-----	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	------	------

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	23,796	0.0656	2	114,963	0.4224
3	208,565	0.8407	4	213,417	0.9110			

Curva di CAPACITA'



— sistema reale MDOF — sistema equivalente SDOF — BILINEARE

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm): 0.911

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm): 0.911

Domanda spostamento allo SLV (cm): 8.979

Domanda spostamento allo SLD (cm): 3.123

Verifica allo SLV: Non Verificata

Verifica allo SLD: Non Verificata

Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle Y positive (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alla deformata del primo modo di vibrazione), la PGA è pari a 0,029 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV e SLD è inferiore alla domanda in entrambi i casi.

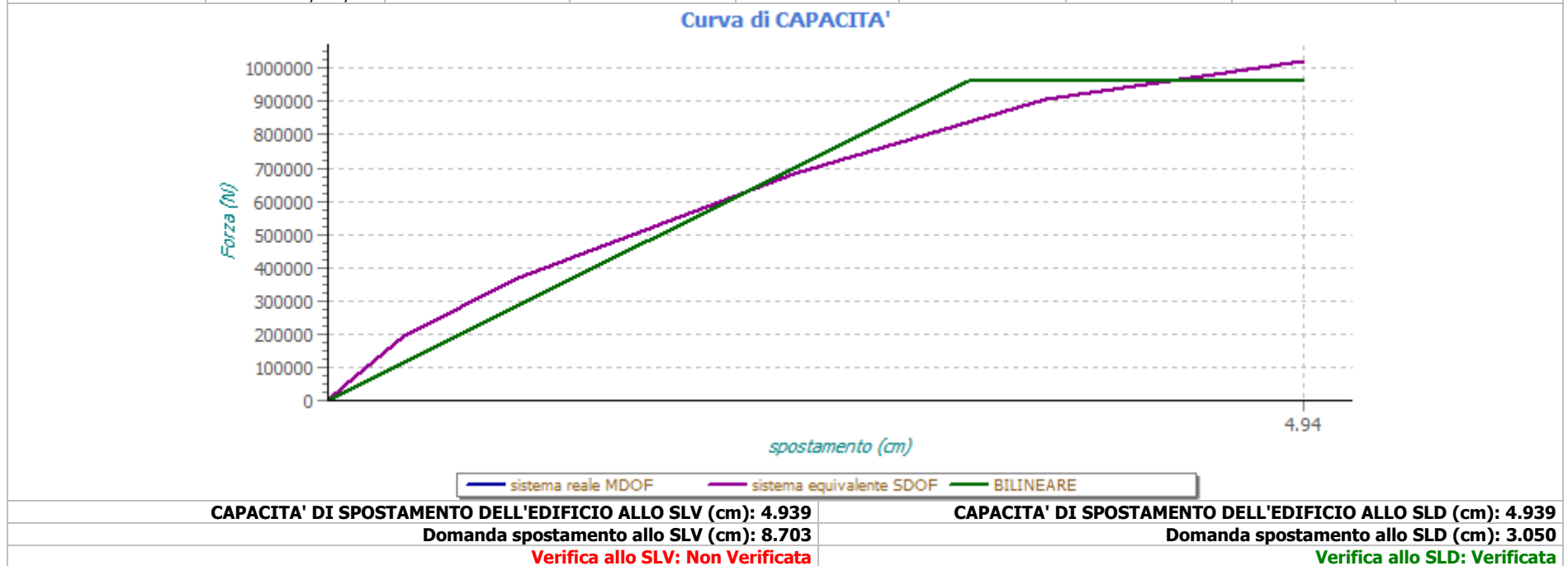
CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		PGA			α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD	SLV	SLD	SLD _{piani}			x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]						[m]	[m]	[m]

Direzione sisma in -Y - proporzionale alle masse

3	406,448	297,791	297,791	963,463	963,463	3.2354	3.2354	32,000	32,000	0.734	0.734	0.160	0.165	0.042	0.00	2.69	-6.48	7.91	7.65	
---	---------	---------	---------	---------	---------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------	-------	------	------	--

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	45,017	0.0820	2	194,934	0.3888
3	367,009	0.9604	4	680,692	2.3616	5	905,775	3.6311
6	1,020,523	4.9390						



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle Y negative (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alle masse), la PGA è pari a 0,160 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV è inferiore alla domanda mentre risulta superiore alla domanda per lo SLD.

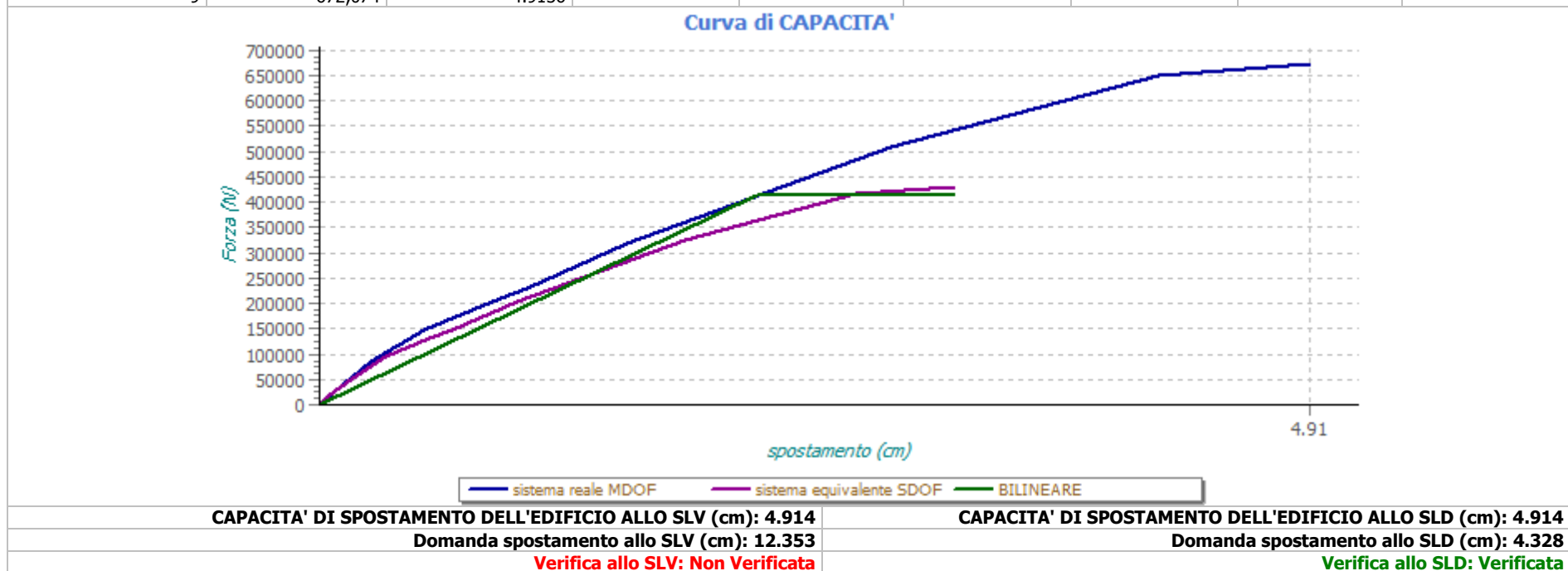
CoeffPrtc	KStop	MEq	RgdSec		ValSnrvBltr				AreaSttsSnrv		Periodo		SLV	PGA		SLD _{piani}	α_u/α_1	q*	Pt Cntrl		
			SLV	SLD	F _{SLV}	F _{SLD}	Spost _{SLV}	Spost _{SLD}	SLV	SLD	SLV	SLD		SLD	SLD _{piani}				x	y	z
		[Ns ² /m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[cm]	[cm]	[Nm]	[Nm]	[s]	[s]							[m]	[m]	[m]

Direzione sisma in -Y - proporzionale alla deformata 1° modo di vibrazione

	3	214,852	190,678	190,678	413,864	413,864	2.1705	2.1705	8,527	8,527	0.667	0.667	0.112	0.115	0.029	28.24	3.64	-6.48	7.91	7.65	
--	---	---------	---------	---------	---------	---------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	------	------	--

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0.0000	1	23,796	0.0663	2	84,453	0.2560
3	146,365	0.5212	4	203,389	0.8560	5	231,148	1.0261
6	317,894	1.5266	7	508,264	2.8385	8	651,041	4.1647
9	672,074	4.9136						



Sotto l'azione di un sisma agente nella direzione delle Y negative (distribuzioni di forze orizzontali proporzionali alla deformata del primo modo di vibrazione), la PGA è pari a 0,112 (SLV); la capacità di spostamento dell'edificio per lo SLV è inferiore alla domanda mentre risulta superiore alla domanda per lo SLD.

Legenda dei valori assunti dal parametro KStop	
Valore	Descrizione
1	Raggiunto spostamento assegnato del punto di controllo
2	Raggiunta ampiezza minima del substep
3	Raggiunto massimo numero di tentativi di soluzione del substep
4	Raggiunto massimo numero di iterazioni cumulative
5	Raggiunta condizione di instabilità nella struttura
6	Richiesta di interruzione attraverso il file .ABT
7	Raggiunto valore limite assegnato del Parametro di Rigidezza
8	Raggiunto valore limite di Lambda dopo il superamento di LambdaMax
9	Raggiunta iterazione prossima alla condizione di singolarità o instabilità

LEGENDA

CoeffPrtc	Coefficiente di partecipazione.
KStop	Codice di conclusione dell'analisi.
MEq	Massa del sistema SDOF.
RgdSec	Rigidezza secante allo snervamento del sistema SDOF.
ValSnrvBltr	Valori allo snervamento della bilatera equivalente.
AreaSttsSnrv	Area sottesa allo snervamento.
Periodo	Periodo del sistema SDOF.
PGA	Accelerazione di picco al suolo: [SLV] = Stato limite salvaguardia della vita; [SLD] = Stato limite di danno (relativo al massimo valore della forza); [SLDpiani] = Stato limite di danno (relativo allo spostamento differenziale fra due piani consecutivi che eccede i valori riportati al § 7.3.7.2)
α_u / α_1	Rapporto α_u / α_1
q^*	Rapporto riferito al sistema equivalente SDOF, tra il taglio totale alla base calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente ottenuto dall'analisi.
Pt Cntrl	Coordinate del punto di controllo.

Per quanto riguarda la vulnerabilità della struttura, i risultati ottenuti dall'analisi strutturale sono sintetizzati nelle tabelle che seguono.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [Ag/g]	T _{RC} [anni]
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.029	13
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.029	13
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.000	0

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

La capacità dell'edificio per la rottura a pressoflessione nel piano e fuori piano del maschio in termini di accelerazione al suolo è pari a 0,029 (Ag/g) che corrisponde ad un periodo di ritorno pari a 13 anni in entrambi i casi.

Allo stesso tempo, la capacità dell'edificio per la deformazione ultima del maschio risulta nulla. Questo risultato è dovuto alla mancanza dei cordoli sommitali in corrispondenza dei lati corti dell'edificio all'altezza del timpano; sono inoltre presenti evidenti lesioni nella muratura perimetrale che sono state tenute in conto nell'analisi mediante la riduzione del 50% dei moduli elastici, come previsto dalle norme tecniche.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGA _D		T _{RD}
	[g]		[anni]
SLO		0.079	45
SLD		0.102	75
SLV		0.282	712
SLC		0.337	1'462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$)

T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno

La seconda tabella evidenzia la PGA relativa agli stati limiti considerati per l'entità dell'azione sismica attesa nel luogo di riferimento.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	α_{PGA}		α_{TR}
SLO		> 100	> 100
SLD		0.286	0.487
SLV		0.000	0.000

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

α_{PGA} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

L'ultima tabella mostra il rapporto tra il valore minimo della capacità in termini di accelerazione al suolo (tra quelli per le varie tipologia di rotture e deformazione dei maschi) ed il corrispondente valore di PGA per l'azione sismica attesa. Come si può vedere, tale rapporto risulta nullo in quanto la PGA riferita alla deformazione ultima del maschio è pari a zero; si evidenzia quindi una notevole criticità legata agli spostamenti in fase sismica che risultano eccessivi, soprattutto a livello della copertura a causa della mancanza di cordoli sommitali sui lati corti dell'edificio, che scarso o nullo comportamento scatolare ed eccessivo spostamento dei setti murari interessati.

I tabulati con tutte le verifiche effettuate, restituiti dal programma di calcolo a seguito della verifica globale, sono allegati nell'apposita sezione della relazione.

10.7 Prospetti riassuntivi

10.7.1 Edificio Principale

Per una migliore comprensione dei risultati, si riassumono le grandezze maggiormente significative nei seguenti prospetti.

PROSPETTO 1

EDIFICIO PRINCIPALE			
	PGA	α_u/α_1	q^*
+X (prop. masse)	0.058	13.89	4.71
+X (prop. deformata)	0.014	5.89	16.58
-X (prop. masse)	0.011	2.77	23.47
-X (prop. deformata)	0.058	22.89	4.50
+Y (prop. masse)	0.084	17.89	3.83
+Y (prop. deformata)	0.007	2.77	35.38
-Y (prop. masse)	0.013	2.77	23.63
-Y (prop. deformata)	0.077	25.89	4.086

PROSPETTO 2

EDIFICIO PRINCIPALE				
		AZIONE SISMICA SOSTENIBILE		
SL	Tipo di rottura	Materiale	PGA _c [Ag/g]	T _{RC} [anni]
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del maschio	MU	0,007	3
SLV	Rottura nel Piano del maschio	MU	0,007	3
SLV	Deformazione Ultima del maschio	MU	0,000	0

PROSPETTO 3

EDIFICIO PRINCIPALE		
		AZIONE SISMICA ATTESA
Stato Limite	PGA _D [g]	T _{RD} [anni]
SLO	0.079	45
SLD	0.102	75
SLV	0.282	712
SLC	0.337	1'462

LEGENDA	
PGA	Accelerazione di picco al suolo: [SLV] = Stato limite salvaguardia della vita; [SLD] = Stato limite di danno (relativo al massimo valore della forza); [SLDpiani] = Stato limite di danno (relativo allo spostamento differenziale fra due piani consecutivi che eccede i valori riportati al § 7.3.7.2)
α_u/α_1	Rapporto α_u/α_1
q^*	Rapporto riferito al sistema equivalente SDOF, tra il taglio totale alla base calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente ottenuto dall'analisi.
SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA _c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo.
PGA _D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$)
T _{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.
T _{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno

10.7.2 Scuderia

PROSPETTO 4

SCUDERIA			
	PGA	α_u/α_1	q^*
+X (prop. masse)	0.323	31.89	2.19
+X (prop. deformata)	0.427	47.89	2.04
-X (prop. masse)	0.176	0.00	2.42
-X (prop. deformata)	0.286	42.36	2.25
+Y (prop. masse)	0.189	0.00	2.63
+Y (prop. deformata)	0.029	8.97	11.58
-Y (prop. masse)	0.160	0.00	2.69
-Y (prop. deformata)	0.112	28.24	3.64

PROSPETTO 5

SCUDERIA				
		AZIONE SISMICA SOSTENIBILE		
SL	Tipo di rottura	Materiale	PGA _c [Ag/g]	T _{RC} [anni]
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del maschio	MU	0.007	3
SLV	Rottura nel Piano del maschio	MU	0.007	3
SLV	Deformazione Ultima del maschio	MU	0.000	0

PROSPETTO 6

SCUDERIA		
		AZIONE SISMICA ATTESA
Stato Limite	PGA _D [g]	T _{RD} [anni]
SLO	0.079	45
SLD	0.102	75
SLV	0.282	712
SLC	0.337	1'462

LEGENDA	
PGA	Accelerazione di picco al suolo: [SLV] = Stato limite salvaguardia della vita; [SLD] = Stato limite di danno (relativo al massimo valore della forza); [SLDpiani] = Stato limite di danno (relativo allo spostamento differenziale fra due piani consecutivi che eccede i valori riportati al § 7.3.7.2)
α_u/α_1	Rapporto α_u/α_1
q^*	Rapporto riferito al sistema equivalente SDOF, tra il taglio totale alla base calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente ottenuto dall'analisi.
SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA _c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo.
PGA _D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$)
T _{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.
T _{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno

11. CONCLUSIONI

L'analisi dei risultati della verifica strutturale dell'Edificio Principale e della Scuderia n.4 (da estendere poi agli altri edifici adibiti a scuderia), confrontata con quanto emerso dagli studi e dalle indagini conoscitive condotte, ha evidenziato come i due edifici debbano essere considerati come un insieme di parti piuttosto omogeneo tra loro per tipologia, materiali impiegati e tecniche costruttive utilizzate, sebbene queste parti siano oggi caratterizzate da differenti livelli di efficienza statica.

Il complesso edilizio ha dovuto attraversare un lungo periodo di incuria e manutenzione che ha sicuramente portato ad una lieve diminuzione intrinseca delle capacità resistenti dei materiali utilizzati.

Tuttavia, sulla base dei risultati delle indagini e delle analisi numeriche, si può affermare che il recente sisma del 2012 ha avuto un ruolo senz'altro decisivo nelle attuali condizioni di dissesto delle strutture aggravando le principali criticità esistenti, portando alla luce nuove problematiche ed in definitiva costituendo la causa principale del peggioramento dello stato di conservazione delle strutture del complesso edilizio, con effetti limitati ma notevoli nell'Edificio Principale ed effetti disastrosi sulle strutture delle Scuderie. Infatti, questi fabbricati attualmente manifestano gravi dissesti e sono interessati da numerose problematiche che hanno comportato interventi drastici ed invasivi con rinforzi e puntellamenti delle strutture di copertura al fine di prevenire ulteriori dissesti e possibili crolli parziali o totali.

Come evidenziato dall'analisi sismica dei manufatti, la risposta nei confronti delle azioni sismiche e più in generale delle azioni esterne (sovraccarichi, azioni dinamiche, variazioni termiche) risulta molto articolata e non di facile interpretazione a causa dell'intrinseca complessità del manufatto edilizio (per l'Edificio Principale) e per l'ampio ricorso a soluzioni strutturali e costruttive usuali all'epoca della realizzazione ma oggi ampiamente superate. Per esempio, l'orizzontamento del sottotetto realizzato in tavole armate costituisce oggi una soluzione inadeguata e che non garantisce alcuna resistenza strutturale in caso di violente sollecitazioni esterne ed è anzi fonte di pericolo per la pubblica incolumità.

Non sono presenti lesioni importanti dovute a mancanze costruttive o fragilità intrinseca causata da disomogeneità strutturali dei manufatti edilizi, a testimonianza di come le strutture all'epoca siano state progettate e realizzate con buona perizia tecnica. Tuttavia, gli edifici del complesso sono stati realizzati in un periodo storico in cui non si faceva ricorso ad una adeguata progettazione antisismica, dunque l'assenza di alcuni accorgimenti basilari (catene, tiranti, cordoli sommitali) contribuisce in modo decisivo a rendere altamente vulnerabili alle azioni sismiche tutti i manufatti edilizi del complesso.

La cosa è resa ancor più evidente dopo il recente sisma del 2012 che ha causato la diffusione di evidenti lesioni nelle murature portanti ed un notevole aggravio delle condizioni generali delle strutture. La valutazione della sicurezza ed una chiara comprensione della struttura hanno costituito la base fondamentale per la successiva individuazione degli interventi necessari, proporzionati agli obiettivi di sicurezza e durabilità, così da produrre il minimo impatto sul manufatto storico.

Considerata la natura dell'immobile, si è privilegiata la strategia di intervento in quei punti in cui è emersa una riduzione della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti ovvero in cui si è accertato un significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, limitandosi pertanto agli elementi interessati ai suddetti fenomeni ed a quelli con essi interagenti e tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, disponendo interventi di miglioramenti non invasivi rispetto alle esigenze di conservazione dell'immobile.

Gli interventi proposti in seguito sono pertanto rivolti a singole porzioni del manufatto, contenendone estensione e numero quando possibile ed evitando quindi di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio è stata comunque valutata nel quadro di un'indispensabile visione d'insieme, tenendo conto degli effetti della variazione di rigidità e resistenza degli elementi. In sede di progettazione, la scelta delle tecniche d'intervento dovrà essere valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle che soddisfano i criteri di sicurezza e durabilità e che risultano meno invasive, possibilmente reversibili, compatibili con i criteri della conservazione e rispettose della concezione e delle tecniche costruttive originarie della struttura.

Particolare attenzione dovrà essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi, al fine di assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi.

11.1 Edificio Principale

L'Edificio Principale è il manufatto più articolato ed esteso di tutto il complesso. Il rilievo e le indagini svolte hanno permesso di accertare lo stato di conservazione di gran parte delle strutture, con alcune criticità ben precise che sono state evidenziate dall'analisi a cui è stata sottoposta la struttura.

L'Edificio presenta strutture in elevato riconducibili a precise tipologie quali pilastri e setti murari realizzate interamente in muratura portante con l'emergere di alcune criticità descritte nel seguito.

- I **pilastri** presenti nelle due ali dell'edificio sono realizzati interamente in muratura; alcuni hanno altezza pari a quella di piano mentre altri si sviluppano in un vano a doppia altezza raggiungendo anche gli 8,00 metri di sviluppo lineare.

L'analisi strutturale ha evidenziato che tutti i pilastri in muratura risultano eccessivamente snelli e dunque sarà necessario ricorrere a rinforzi per questi elementi. I possibili provvedimenti sono essenzialmente costituiti da placcaggi armati in cls, rinforzi con elementi metallici o fasciature con materiali fibrorinforzati. Tuttavia, nel caso in oggetto, occorre adottare la soluzione meno invasiva, reversibile e rispettosa della concezione costruttiva originaria, nonché dei materiali utilizzati. Pertanto si esclude il ricorso a placcaggi armati in cls o materiali fibrorinforzati che rappresentano provvedimenti non reversibili e non rispettosi del materiali originario, in quanto una volta applicati non possono essere asportati ed alterano in modo sostanziale le caratteristiche della muratura originaria. Dunque, la soluzione più idonea si rivela essere la fasciatura con elementi metallici (angolari correnti in altezza ed elementi trasversali ad essi saldati); in questo modo si garantisce la necessaria resistenza strutturale, la reversibilità dell'intervento (gli

elementi metallici possono essere asportati in qualunque momento) e la conservazione delle caratteristiche tipologiche e materiche originarie degli elementi strutturali interessati, lasciando a vista ampie parti della muratura.



Figura 50 - Pilastri in muratura dell'Edificio Principale

- Le strutture in elevato costituite dai setti in **muratura portante** presentano lesioni importanti e diffuse che, per sviluppo ed andamento, sono chiaramente dovute alle sollecitazioni di taglio del sisma del 2012.



Figura 51 - Lesioni nella muratura interna

Queste criticità non sono tali da pregiudicare la statica del fabbricato nel suo complesso, tuttavia gli elementi strutturali interessati necessitano di urgenti riparazioni localizzate, per esempio con iniezioni di malta idraulica non cementizia ed operazioni di “cuci-scuci” a sostituire la porzione di muratura lesionata, evitando l’inserimento spine in acciaio o reti metalliche che potrebbero alterare in modo eccessivo le caratteristiche originarie della muratura. In questo modo l’intervento sulla singola lesione risulterà contenuto e poco invasivo, preservando inoltre la finitura faccia a vista laddove sia presente.

- Nei **setti murari portanti** del vano corrispondente all’androne nell’ala destra del fabbricato sono riscontrabili lesioni significative dovute alla presenza di un muro portante posto “in falso” al piano primo. Il muro soprastante genera sollecitazioni concentrate che si trasmettono a loro volta sulla muratura sottostante e che hanno dato origine alle lesioni in occasione dell’evento sismico del 2012. Queste lesioni costituiscono una criticità a cui deve essere posto rimedio con iniezioni di malta idraulica non cementizia ed operazioni di “cuci-scuci” a sostituire la porzione di muratura lesionata, evitando l’inserimento spine in acciaio o reti metalliche che potrebbero alterare in modo eccessivo le caratteristiche originarie della muratura.



Figura 52 - Lesione dovuta alla presenza di muro in falso sull’orizzontamento soprastante

Tale intervento sarà finalizzato ad aumentare la resistenza ai carichi statici delle strutture interessate senza modificarne in modo significativo lo schema statico, la rigidità o duttilità degli elementi strutturali coinvolti.

- La struttura della **copertura** è in discreto stato di conservazione per quanto riguarda le capriate realizzate con elementi metallici; si segnalano tuttavia alcune deformazioni degli elementi in laterizio del piano della copertura, con distacchi di materiale che hanno interessato alcune limitate porzioni



Figura 53 – Deformazione della copertura.



Figura 54 – Distacco di elementi in laterizio della copertura.

Queste criticità richiedono l'esecuzione di riparazioni locali che interesseranno prevalentemente gli elementi in laterizio della copertura.

- La **chiusura superiore del piano secondo** è costituita da un orizzontamento non praticabile, formato da tavelle in laterizio armate e collegate con legature di filo metallico alle strutture portanti in acciaio della copertura (capriate).



Figura 55 - Chiusura del sottotetto con tavelle in laterizio.

L'orizzontamento con tavelle in laterizio è una soluzione caratteristica dell'epoca di realizzazione dell'edificio ma allo stato attuale non più efficace dal punto di vista statico in quanto l'orizzontamento risulta sconnesso e collegato in modo precario alle strutture della copertura, con pericolo di distacco di elementi a seguito di infiltrazioni e ristagni d'acqua o veri e propri crolli in caso di eventi sismici anche lievi.

Possono essere adottate due soluzioni ugualmente efficaci ma distinte. La prima soluzione prevede l'asportazione integrale dell'orizzontamento in oggetto e la sua sostituzione con un nuovo controsoffitto leggero in cartongesso (o materiale analogo) dotato di propria struttura portante in elementi metallici leggeri oppure collegato alle strutture esistenti della copertura, in modo da realizzare un sottotetto più leggero ed efficacemente collegato alle strutture portanti. La seconda soluzione prevede invece il consolidamento dell'orizzontamento esistente mediante resina impregnante e successiva posa di soprastante soletta in resina armata con rete in materiale plastico, al fine di preservare la soluzione strutturale originaria.

Le soluzioni andranno opportunamente valutate alla luce delle effettive necessità di conservazione dell'orizzontamento originario.

- A livello del piano di imposta della copertura è stata rilevata la totale **mancanza di cordolo sommitale** lungo tutto lo sviluppo orizzontale delle murature portanti. Si tratta evidentemente di una scelta progettuale dell'epoca che tuttavia si dimostra inadeguata rispetto alle odierne necessità di progettazione antisismica. Infatti la mancanza di cordoli sommitali fa sì che le murature risultino "slegate" tra di loro e non possano beneficiare di

un comportamento scatolare ottimale a contrastare le sollecitazioni derivanti dal sisma e le conseguenti deformazioni.

L'analisi strutturale ha infatti confermato che, in assenza di cordoli sommitali, in occasione di eventi sismici le murature portanti sono soggette a deformazioni notevoli e spostamenti eccessivi che possono compromettere la statica dell'edificio.



Figura 56 – Sottotetto dell'Edificio Principale. Si nota la mancanza di cordolo alla sommità della muratura in corrispondenza dell'imposta della falda di copertura.

E' dunque assolutamente necessario porre rimedio a questa criticità, prevedendo la realizzazione di un cordolo di sommità che colleghi i muri a livello dell'orizzontamento di sottotetto e garantisca il comportamento scatolare della struttura. La scelta ottimale è quella di un cordolo costituito da elementi in acciaio posti in sommità alle murature esistenti e ad esse debitamente collegati mediante spine in acciaio, al fine di preservare integralmente le strutture esistenti della copertura e fare in modo che non vi siano ulteriori carichi gravanti su di essa (cosa che accadrebbe per esempio con un nuovo cordolo in conglomerato cementizio armato). E' inoltre consigliabile collegare la nuova cordolatura in acciaio alle strutture delle capriate metalliche in modo da sfruttare il collegamento trasversale realizzato da quest'ultime tra le murature longitudinali e garantire il pieno comportamento scatolare dell'intera struttura.

- Le **tribune** esterne e le relative **pensiline** di copertura sono interamente realizzate con struttura in conglomerato cementizio armato e risultano sostanzialmente indipendenti dalla struttura in muratura dell'Edificio Principale. La struttura delle tribune e delle pensiline non presenta particolari lesioni e non si segnalano interventi da proporre nell'immediato. L'interazione con le strutture dell'Edificio Principale è limitata in quanto i pilastri delle pensiline sono inseriti nella muratura perimetrale del retrostante fabbricato ma non sono solidali con essa.

Tuttavia, è proprio questa interazione e la mancanza di un collegamento vero e proprio a causare la criticità riscontrabili nelle murature perimetrali del piano secondo che risultano lesionate in adiacenza ai pilastri in c.a. della pensilina.



Figura 57 - Lesione della muratura adiacente al pilastro in c.a. della pensilina, in corrispondenza del piano secondo.

Infatti, i pilastri e la muratura non sono efficacemente collegati tra di loro e non è presente alcun giunto sismico a separare adeguatamente le differenti strutture che sono caratterizzate da comportamenti diversi sotto l'effetto dell'azione sismica. Pertanto, è ragionevole ritenere che le lesioni siano state originate proprio da un'azione di martellamento delle strutture del pilastro sulle murature adiacenti in occasione dell'ultimo evento sismico del 2012, quando le due strutture si sono trovate a deformarsi e dunque muoversi in opposizione di fase. L'ipotesi è avallata dalla presenza delle lesioni soprattutto all'altezza del piano secondo, mentre al piano primo tali lesioni non si manifestano: difatti, fino all'altezza del piano primo, il movimento dei pilastri in c.a. della pensilina è bloccato o per lo meno contenuto dalle strutture della sottostante tribuna.

Per porre rimedio a questa criticità, occorre prendere provvedimenti al fine di impedire l'azione di martellamento tra le due strutture, prevedendo un collegamento tra queste ultime in modo da renderle solidali tra loro (ipotesi che necessita di ulteriori ed

approfondite analisi, in considerazione delle caratteristiche profondamente diverse dei materiali con cui sono realizzate le due strutture) oppure realizzando un giunto di separazione tra i pilastri in c.a. e la muratura adiacente, con una accurata valutazione dell'invasività di tale intervento in relazione alla finitura faccia a vista di parte della muratura e dell'efficacia del provvedimento riguardo alla coibentazione dei locali interessati.

11.2 Scuderie

Nel caso delle scuderie, le indagini e le analisi strutturali si sono concentrate su un unico manufatto individuato nella Scuderia n.4 che è stata presa a modello per tutti gli altri edifici che risultano analoghi per tipologia costruttiva, materiali impiegati, dimensioni planimetriche e destinazione d'uso. Pertanto le considerazioni seguenti, seppur sviluppate a partire dall'analisi di una singola scuderia, possono essere ragionevolmente estese a tutti gli altri fabbricati adibiti al medesimo uso.

La scuderia analizzata appare in cattivo stato di conservazione e visibilmente danneggiata dagli eventi sismici del 2012 che hanno fortemente compromesso la statica della struttura. I rilievi e le indagini effettuate hanno mostrato le precarie condizioni della struttura che presenta profonde lesioni nelle murature perimetrali. La successiva analisi strutturale ha confermato queste criticità ed ha evidenziato come la struttura, dopo i danni subiti dal sisma del 2012, non sia in grado di sopportare ulteriori sollecitazioni sismiche anche di entità inferiore a quelle attese; inoltre in queste condizioni è ragionevole supporre che altre sollecitazioni eccezionali (per esempio abbondanti precipitazioni nevose) potrebbero facilmente causare dissesti e crolli di parti strutturali secondarie (controsoffitto) o anche elementi strutturali principali (murature già lesionate, pilastri interni). La muratura portante perimetrale in mattoni di laterizio presenta infatti profonde ed estese lesioni che ne compromettono la funzione statica; anche le pilastrature interne appaiono in cattive condizioni ed hanno sicuramente risentito degli effetti del sisma del 2012.

La struttura con capriate metalliche della copertura si presenta in condizioni migliori ed ancora in grado di assolvere alle proprie funzioni statiche, tuttavia il controsoffitto esistente realizzato con tavole in laterizio armate è fortemente degradato e visibilmente danneggiato dagli eventi sismici del 2012 tanto da necessitare di interventi urgenti al fine di mettere in sicurezza gli ambienti interni che altrimenti appaiono inagibili a causa di possibili crolli.

Nel dettaglio, le principali criticità sono descritte nel seguito:

- La **struttura portante perimetrale** è costituita da muratura portante in mattoni pieni di laterizio che presenta evidenti ed estese lesioni nel quadro di una generale condizione di avanzato degrado, tanto che alcune porzioni di muratura risultano essere in condizioni statiche precarie con pericolo di crollo. Appaiono gravemente danneggiate tanto le murature quanto alcuni degli archi che racchiudono le aperture. Sarà necessario ripristinare e rinforzare le porzioni di muratura interessate con interventi che preservino la finitura esterna interamente realizzata con mattone "faccia a vista"; in questo caso è auspicabile l'utilizzo di iniezioni di malta idraulica non cementizia ed operazioni di "cuci-scuci" a sostituire la porzione di muratura lesionata e, laddove la muratura risulti lesionata in modo più grave ed esteso, sarà opportuno il ricorso ad rinforzi

con fasciature in fibre di carbonio (FRP) o analoghi materiali fibrorinforzati in grado di assicurare adeguati livelli di resistenza, applicati solo sulla facciata interna delle murature in modo da non alterare l'originaria finitura esterna.



Figura 58 - Lesione estesa nella muratura perimetrale della Scuderia n.4



Figura 59 - Lesione estesa nella muratura del timpano della Scuderia n.4

- Le **strutture portanti puntuali** sono costituite da pilastri in conglomerato cementizio armato disposti su due file laterali e da pilastri metallici (costituita da due profili a "C" contrapposti a formare una sorta di scatolare metallico) disposti lungo una sola fila centrale.



Figura 60 - Pilastri in c.a. lungo una delle file laterali della Scuderia n.4

Ad un primo esame visivo la sezione dei pilastri appare decisamente esigua ed inadeguata alla funzione statica; l'analisi strutturale ha infatti evidenziato come tutti i pilastri risultino snelli in rapporto al loro sviluppo in altezza. Pertanto sarà opportuno realizzare un risanamento con rinforzo di questi elementi, per esempio mediante placcaggi armati, cerchiature metalliche o fasciature di fibre di carbonio (FRP) che risultano particolarmente efficaci nel garantire un elevato livello di resistenza dell'elemento strutturale senza eccessivi aumenti della sua sezione. Per i pilastri in oggetto, realizzati in conglomerato cementizio armato e con finitura esterna ad intonaco, potranno essere utilizzati indifferentemente placcaggi o fasciature in quanto non vi è la necessità di preservare una finitura originaria di particolare pregio.

- La **copertura** della Scuderia è realizzata con capriate metalliche che appaiono in sufficiente stato di conservazione ed ancora in grado di assolvere alla loro funzione statica; la struttura metallica è dotata di catene in profili d'acciaio che dall'analisi strutturale effettuata risultano essere insufficienti a garantire la necessaria resistenza alle possibili sollecitazioni derivanti da eventi sismici, sia come numero di catene presenti che come sezione resistente della singola catena.



Figura 61 - Scuderia n.4: oltre alla struttura in tubolari metallici con funzione di rinforzo temporaneo, sono visibile le tabelle di chiusura del sottotetto ed una delle catene interne.

E' necessario dunque provvedere alla messa in opera di nuove catene realizzate con elementi metallici in modo da coadiuvare l'azione di quelle preesistenti e garantire un efficace collegamento tra le strutture interessate.

- La muratura portante perimetrale del fabbricato è dotata di cordolo in c.a. all'altezza del piano d'imposta della copertura in corrispondenza dei lati lunghi, tuttavia non è dotata di **cordolo di sommità** all'altezza dei timpani in corrispondenza dei due lati corti.



Figura 62 - Scuderia n.4: sommità del timpano priva di cordolo sommitale (l'elemento visibile appena sotto lo sporto di gronda è puramente decorativo e non ha alcuna funzione strutturale)

L'analisi strutturale ha evidenziato che le deformazioni e gli spostamenti delle murature in corrispondenza dei timpani sono decisamente eccessivi: la muratura, priva di cordolo all'altezza del timpano, tende a deformarsi eccessivamente sotto l'azione del sisma atteso. E' dunque assolutamente necessario prevedere un nuovo cordolo sommitale che colleghi i muri del timpano, da realizzarsi con un elemento in c.a. o con elementi metallici interni alle murature esistenti e ad esse debitamente collegati, qualora fosse necessario preservare integralmente le strutture esistenti della copertura.

- Il **controsoffitto** esistente della Scuderia è attualmente realizzato con tavelle in laterizio armate ed appese alla struttura portante del tetto (capriate in acciaio), soluzione analoga a quella presente nell'Edificio Principale. Questo controsoffitto appare molto deteriorato nelle finiture e seriamente compromesso nei collegamenti alla struttura portante della copertura, tanto che alcune porzioni risultano crollate in alcuni punti.

Si prevede pertanto di asportare integralmente il controsoffitto in oggetto e sostituirlo con un controsoffitto leggero in cartongesso (o materiale analogo) collegato alle strutture esistenti della copertura che risulteranno dunque alleggerite dal maggiore carico delle tavelle in laterizio.

Va inoltre considerata l'opportunità di preservare il controsoffitto originario in almeno una delle scuderie (valutando in quale di queste si trovi la struttura nelle migliori condizioni di conservazione), come memoria storica della particolare soluzione tecnico-strutturale utilizzata in origine. In questo caso si prevede il consolidamento del controsoffitto esistente mediante resina impregnante e successiva posa di soprastante soletta in resina armata con rete in materiale plastico.



Figura 63 - Scuderia n.4: porzione di chiusura del sottotetto con tavelle parzialmente crollate

- Il **manto di copertura** è realizzato con lastre in fibro-cemento che appaiono in condizioni ancora sufficientemente accettabili, tuttavia è auspicabile una sostituzione integrale del manto di copertura in modo da garantire la realizzazione di nuove impermeabilizzazioni ed

eventuale nuova coibentazione dei locali sottostanti (elementi da valutare con attenzione solo a seguito della definizione di possibili destinazioni d'uso del manufatto).

- **L'orditura secondaria** della copertura della Scuderia è realizzata con travetti in legno di conifera di sezione pari a 10x10 cm, disposti ad interasse regolare pari a circa 40 cm e poggianti sulle sottostanti capriate metalliche. Ad un primo esame visivo i travetti si mostrano in sufficiente stato di conservazione ma la sezione resistente appare eccessivamente esile in rapporto all'interasse e soprattutto alla luce coperta. Una prima verifica preliminare ha infatti evidenziato che la sezione è insufficiente a sostenere i carichi considerati (manto di copertura e sovraccarico di neve, calcolato secondo NTC 2008 per la corrispondente zona geografica). Si ritiene pertanto opportuno intervenire anche sulla suddetta orditura secondaria, sostituendo i travetti in legno con elementi di sezione adeguata, anche in considerazione del rifacimento integrale del manto di copertura.

11.3 Valutazione delle criticità riscontrate

Al fine di consentire una più efficace programmazione degli interventi, le principali criticità emerse dalla verifica di sicurezza statica, dall'analisi della vulnerabilità sismica e dai rilievi effettuati sono state valutate in base alle loro caratteristiche di urgenza (strettamente connesse alla realizzazione di condizioni che assicurino la pubblica incolumità, qualora ve ne sia la necessità) o viceversa alla possibilità di realizzare interventi di miglioramento sismico da inserirsi nell'ambito di una adeguata programmazione.

Le principali criticità emerse dalla verifica strutturale hanno confermato quanto già evidenziato dalle indagini e rilievi svolti in sito e riguardano essenzialmente porzioni di fabbricato o singoli elementi in grado di originare vulnerabilità tali da compromettere dapprima l'elemento stesso ed inevitabilmente anche la statica di intere porzioni del fabbricato o dell'organismo edilizio nel suo complesso.

Al fine di evitare le situazioni sopra descritte, ponendo particolare attenzione alle Scuderie che risultano essere i manufatti nelle peggiori condizioni di conservazione soprattutto a causa del sisma del 2012, si segnalano le seguenti criticità elencate secondo un possibile ordine di priorità che parte dagli interventi con carattere di urgenza ed indispensabili al fine di preservare i manufatti edilizi ed evitare l'insorgere di condizioni di pericolo per la pubblica incolumità, fino ad arrivare ai provvedimenti che hanno caratteristiche di miglioramento delle attuali condizioni, ovvero che possono essere compresi in una serie di interventi programmati nel tempo in un'ottica di progettazione mirata a ottimizzare i tempi e le risorse destinate ai singoli provvedimenti da adottare:

1. Ripristinare la struttura portante perimetrale delle Scuderie, costituita da muratura portante in mattoni pieni di laterizio che presenta evidenti ed estese lesioni che ne compromettono la stabilità e la funzione statica, mediante iniezioni di malta idraulica non cementizia ed operazioni di "cuci-scuci" a sostituire la porzione di muratura lesionata; laddove la muratura risulti lesionata in modo più grave ed esteso sarà opportuno il ricorso ad rinforzi con fasciature in materiali fibrorinforzati applicati solo sulla facciata interna delle murature in modo da non alterare l'originaria finitura esterna "faccia a vista".

2. Rinforzo dei pilastri delle Scuderie mediante placcaggi armati in cls o fasciature di fibre di carbonio (FRP), al fine di risanare i pilastri esistenti (pilastri in conglomerato cementizio armato disposti su due file laterali e pilastri con profili metallici disposti lungo le fila centrale) che risultano snelli in rapporto al loro sviluppo in altezza.
3. Inserimento di nuove catene metalliche di adeguata sezione all'altezza della copertura delle Scuderie, in modo da garantire un efficace collegamento tra le strutture e coadiuvare l'azione delle catene preesistenti che risultano insufficienti a garantire la necessaria resistenza alle possibili sollecitazioni derivanti da eventi sismici (sia come numero di catene presenti che come sezione resistenze della singola catena).
4. Inserimento di nuovo cordolo di sommità che colleghi i muri perimetrali a livello del timpano nelle Scuderie (attualmente non dotata di cordolo di sommità all'altezza dei timpani, in corrispondenza dei due lati corti), da realizzarsi con un elemento in c.a. o con elementi metallici interni alle murature esistenti e ad esse debitamente collegati.
5. Realizzazione di nuovo cordolo di sommità (ora mancante) a collegare i muri a livello dell'orizzontamento di sottotetto dell'Edificio Principale, per garantire un comportamento scatolare di tutta la struttura e contenere in modo decisivo le deformazioni delle murature portanti in occasione di eventi sismici.
6. Provvedimenti per porre rimedio alla eccessiva snellezza dei pilastri in muratura dell'Edificio Principale, con fasciature in elementi metallici a garantire la necessaria resistenza strutturale e la conservazione delle caratteristiche dei materiali e delle finiture originarie.
7. Ripristino delle lesioni presenti in due setti murari portanti nel vano sotto l'androne dell'ala destra dell'Edificio Principale, sono dovute alla presenza di un muro portante posto "in falso" al piano primo, con iniezioni di malta idraulica non cementizia ed operazioni di "cuci-scuci" a sostituire la porzione di muratura lesionata e conservare le finiture esistenti.
8. Ripristino delle lesioni della muratura perimetrale portante al piano secondo dell'Edificio Principale, in corrispondenza dei pilastri della pensilina esterna, con iniezioni di malta idraulica non cementizia ed operazioni di "cuci-scuci" a sostituire la porzione di muratura lesionata, da valutare in base alle esigenze di conservazione delle finiture esistenti, e successiva realizzazione di provvedimenti atti ad evitare il martellamento la le strutture in muratura e quelle in c.a. della pensilina.
9. Riparazione e ripristino delle condizioni originarie della copertura dell'Edificio Principale, che presenta leggeri avvallamenti e distacchi di materiale in alcune limitate porzioni.
10. Ripristino di alcuni setti murari interni all'Edificio Principale che presentano lesioni piuttosto importanti e diffuse, mediante i provvedimenti elencati in precedenza.
11. Demolizione e sostituzione dell'orizzontamento non praticabile del sottotetto dell'Edificio Principale, formato da tavole in laterizio armate e collegate con legature di filo metallico alle strutture portanti in acciaio della copertura (capriate), sostituendolo con un

controsoffitto leggero in cartongesso (o materiale analogo) o, in alternativa, consolidamento dell'orizzontamento esistente mediante resine impregnanti e soletta in resina armata con rete in fibre plastiche.

12. Demolizione e sostituzione del controsoffitto esistente delle Scuderie, attualmente realizzato con tavelle in laterizio armate ed appese alla struttura portante del tetto (capriate in acciaio), con un controsoffitto leggero in cartongesso (o materiale analogo).
13. Sostituzione integrale dell'orditura secondaria e del manto di copertura delle Scuderie, attualmente realizzati rispettivamente con travetti in legno e lastre in fibro-cemento, e contestuale realizzazione di nuove impermeabilizzazioni.

12. ALLEGATI

A corredo dei risultati riportati sinteticamente nei capitoli precedenti, si allegano i tabulati di calcolo relativi all'analisi sismica dei seguenti edifici:

- ALLEGATO V.00.a / Edificio Principale (tabulati del programma di calcolo EdiLus MU)
- ALLEGATO V.00.b / Scuderia n.4 (tabulati del programma di calcolo EdiLus MU)

Inoltre, si allegano gli elaborati grafici in cui si evidenziano le diverse vulnerabilità riscontrate sulla base dei rilievi, indagini ed analisi sismiche, al fine di integrare quanto esposto nei capitoli precedenti:

- ALLEGATO V.01 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Terra
- ALLEGATO V.02 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Primo
- ALLEGATO V.03 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Secondo
- ALLEGATO V.04 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Sottotetto
- ALLEGATO V.05 / Vulnerabilità riscontrate / Edificio Principale / Piano Copertura
- ALLEGATO V.06 / Vulnerabilità riscontrate / Scuderia