



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile-Architettura

TESI DI LAUREA

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale
per la valutazione del comportamento sismico di
Castelvecchio, Verona

Relatori: Ch.ma Prof. Maria Rosa Valluzzi

Correlatori: Ch.mo Prof. Claudio Modena
Dott. Ing. Filippo Lorenzoni

Laureando: Michele Furlan

Anno Accademico 2014-2015

INDICE

CAPITOLO 1 INTRODUZIONE	1
1.1 PREMESSA	1
1.2 ORGANIZZAZIONE DELLA TESI	3
CAPITOLO 2 MONITORAGGIO STRUTTURALE	7
2.1 STATO DELL'ARTE DEL MONITORAGGIO STRUTTURALE	7
2.1.1 Introduzione: il danno strutturale	7
2.1.2 Applicazioni del monitoraggio alle strutture dell'ingegneria civile	8
2.1.3 Dighe	9
2.1.4 Impianti offshore	10
2.1.5 Ponti	11
2.1.6 Impianti nucleari	14
2.1.7 Tunnel e scavi	14
2.1.8 Fabbricati	15
2.1.9 Costruzioni del patrimonio culturale	18
2.2 PROCESSO DEL MONITORAGGIO STRUTTURALE	21
2.2.1 Le fasi del monitoraggio	21
2.2.2 Le funzioni del monitoraggio strutturale	24
2.2.3 Assiomi del monitoraggio strutturale	29
2.2.4 <i>Data driven approaches vs. model driven approaches</i>	30
2.2.4.1 <i>Data driven approaches</i>	31
2.2.4.2 <i>Model driven approaches</i>	32
2.2.5 La strategia del monitoraggio: statico vs dinamico	33
2.3 REQUISITI DEL MONITORAGGIO STRUTTURALE	34
2.4 ELABORAZIONE AUTOMATICA DEI DATI	35
2.4.1 Monitoraggio automatico dei dati statici	37
2.4.2 Identificazione automatica dei parametri modali	38
2.5 TIPOLOGIE DI SENSORI	43
2.6 PROBLEMI E LIMITAZIONI NELLO SVILUPPO DEI SISTEMI DI MONITORAGGIO NELLE INFRASTRUTTURE CIVILI	53
2.7 CONCLUSIONI	56
CAPITOLO 3 IDENTIFICAZIONE DINAMICA DELLE STRUTTURE: CENNI TEORICI	59
3.1 INTRODUZIONE	59
3.2 MONITORAGGIO STRUTTURALE	59
3.3 STATO DELL'ARTE	61
3.4 TECNICHE DI IDENTIFICAZIONE DINAMICA	64
3.5 ANALISI DEL SEGNALE	66
3.5.1 <i>Aliasing</i>	66
3.5.2 <i>Leakage</i>	68
3.5.3 <i>Windowing</i>	68

3.5.4	<i>Overlap Averaging</i>	69
3.6	TEORIA DELLA DINAMICA DELLE STRUTTURE	70
3.6.1	Sistemi ad un grado di libertà	70
3.6.2	Sistemi a più gradi di libertà	72
3.7	TECNICHE DI IDENTIFICAZIONE DINAMICA <i>INPUT - OUTPUT</i>	75
3.7.1	Misura della funzione FRF	77
3.7.2	<i>Peak Peaking Method</i>	77
3.8	TECNICHE DI IDENTIFICAZIONE DINAMICA <i>OUTPUT - ONLY</i>	79
3.8.1	<i>Frequency Domain Decomposizion Method (FDD)</i>	80
3.8.2	<i>p-LSCF</i>	84
3.8.3	Pianificazione del test <i>output - only</i>	86
3.9	<i>MODEL UPDATING</i>	88
3.10	CONCLUSIONI	89
CAPITOLO 4	INQUADRAMENTO STORICO	93
4.1	GENESI ED EVOLUZIONE DI CASTELVECCHIO	93
4.1.1	Sequenza storica	107
4.2	I RESTAURI DI CASTELVECCHIO	108
4.2.1	Il restauro di Avena	108
4.2.2	Il restauro di Scarpa	113
4.3	I LAVORI A OVEST DELLA PORTA DEL MORBIO DURANTE IL RESTAURO DI SCARPA	120
4.3.1	La porta del Morbio	120
4.3.2	La scala nel cortile della Reggia	121
4.3.3	La torre del Mastio	122
4.3.4	I lavori della Reggia	124
4.3.5	Le passerelle tra Mastio e Reggia	126
CAPITOLO 5	ANALISI DELLO STATO DI FATTO	129
5.1	INQUADRAMENTO	129
5.1.1	Inquadramento geografico	129
5.1.2	Inquadramento sismico	130
4.1.2.1	Azione sismica	131
5.2	RILIEVO GEOMETRICO	134
5.2.1	Piante	135
5.2.2	Prospetti	138
5.2.3	Sezioni	141
5.3	RILIEVO FOTOGRAFICO	143
5.3.1	Spazi interni	143
5.3.1.1	Piano terra	144
5.3.1.2	Piano primo	145
5.3.1.3	Piano secondo	145
5.3.1.4	Piano terzo	146

5.3.1.5 Piano quarto	147
5.3.1.6 Piano quinto	148
5.3.1.7 Piano sesto	148
5.3.1.8 Pianta coperture	149
5.3.2 Prospetti	149
5.4 RILIEVO TIPOLOGICO STRUTTURALE	152
5.4.1 Piano terra	153
5.4.2 Piano primo	154
5.4.3 Piano secondo	155
5.4.4 Piano terzo	156
5.4.5 Piano terzo (Torre Nord - Ovest)	158
5.4.6 Piano quarto (Torre del Mastio)	158
5.4.7 Piano quinto (Torre del Mastio)	158
5.4.8 Piano sesto (Torre del Mastio)	159
5.5 ANALISI DEI CARICHI	159
5.5.1 Carichi variabili	159
5.5.2 Carico accidentale	160
5.5.3 Carico della neve	160
5.5.4 Carichi permanenti	160
5.5.4.1 Pesi specifici dei materiali	160
5.5.4.2 Combinazione dei carichi	162
5.5.4.3 Combinazioni adottate per i solai	163
5.6 RILIEVO CRITICO DEL DANNO	165
5.6.1 Vulnerabilità	165
5.6.1.1 Pianta	165
5.6.1.2 Prospetti	166
5.6.2 Stato di degrado	168
5.6.2.1 Interni	168
5.6.2.2 Esterni	180
5.7 CONCLUSIONI	185
CAPITOLO 6 INDAGINI SPERIMENTALI	189
6.1 INTRODUZIONE	189
6.2 EQUIPAGGIAMENTO PER LE PROVE DINAMICHE	189
6.3 POSIZIONAMENTO DEGLI ACCELEROMETRI	192
6.4 ANALISI MODALE	193
6.4.1 Risultati delle prove dinamiche	198
CAPITOLO 7 IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DI CASTELVECCHIO	203
7.1 OBIETTIVI DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO	203
7.2 MONITORAGGIO STATICO	203
7.2.1 Installazione del sistema di monitoraggio statico	205
7.3 MONITORAGGIO DINAMICO	211

7.3.1	Installazione del sistema di monitoraggio dinamico	212
7.3.2	Caratteristiche del sistema di monitoraggio	217
7.4	ANALISI DEI DATI	220
7.4.1	Introduzione	220
7.4.2	Premessa: note sul funzionamento del sistema di monitoraggio	220
7.4.3	Analisi dei dati statici di tipo <i>slow</i>	221
7.4.4	Analisi dei dati dinamici di tipo <i>fast</i>	234
CAPITOLO 8 MODELLAZIONE STRUTTURALE		239
8.1	INTRODUZIONE	239
8.2	COSTRUZIONE DEL MODELLO FE	239
8.2.1	Condizioni di vincolo esterne	243
8.3	ANALISI PARAMETRICA DI SENSITIVITÀ	245
8.4	ANALISI DINAMICA E CALIBRAZIONE DEL MODELLO	259
8.5	VALIDAZIONE DEL MODELLO	267
8.6	ANALISI DINAMICA MODALE GLOBALE	269
CAPITOLO 9 VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI CON ANALISI DINAMICA LINEARE		279
9.1	INTRODUZIONE	279
9.2	CONTROLLI PRELIMINARI	282
9.3	VERIFICHE SISMICHE GLOBALI AGLI SLU	285
9.3.1	Verifica a pressoflessione nel piano della parete	288
9.3.2	Verifica a taglio nel piano della parete	314
9.4	OSSERVAZIONI SULLA VERIFICA GLOBALE	340
CAPITOLO 10 CONCLUSIONI		345
BIBLIOGRAFIA		353
ALLEGATO A	Tavole grafiche	

1 Introduzione

1.1 Premessa

L'oggetto di studio della presente tesi è la valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio situato a Verona. La porzione dell'aggregato analizzata nel lavoro di tesi interessa il corpo ovest, comprendente la Reggia, la Torre del Mastio e la Torre Nord-Ovest. Questo complesso trecentesco ha visto più volte cambiare la propria destinazione d'uso passando dall'originale destinazione residenziale per i Signori Scaligeri, a quella di caserma militare, durante la dominazione francese, fino a giungere ai nostri giorni come museo per l'esposizione delle collezioni d'arte di antica proprietà comunale ed ecclesiastica, in seguito ai restauri realizzati da Antonio Avena (1925) e successivamente da Carlo Scarpa (1964). Risulta importante perciò definire come stia evolvendo il comportamento strutturale dell'edificio per poter valutare l'entità dei fenomeni di danno presenti ed eventualmente predisporre degli interventi di manutenzione o rinforzo strutturale. Per valutare lo stato di danno dell'edificio ci si è basati sullo *Structural Health Monitoring* (SHM). L'SHM, il monitoraggio strutturale di strutture civili, non consiste soltanto nell'identificazione dei danni improvvisi o progressivi ma anche nel monitorare le prestazioni dell'edificio nelle condizioni di esercizio o durante eventi eccezionali, per esempio nel caso di terremoti. Un sistema di monitoraggio si compone di sensori che possono misurare sia le grandezze ambientali sia la risposta strutturale alle sollecitazioni ambientali. Lo scopo non è soltanto quello di valutare la risposta sismica di un edificio, ma è anche il controllo delle funzionalità della struttura nelle condizioni di esercizio, per poter eventualmente progettare efficaci interventi di miglioramento sismico o di rinforzo strutturale. Quindi il monitoraggio strutturale coinvolge un gran numero di applicazioni nel campo dell'ingegneria civile quali il progetto, la valutazione del danno, la manutenzione e il rinforzo di strutture esistenti, il controllo strutturale durante i terremoti, come indicano le *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* (§ 4.1.9).

I progressi nel campo dei sistemi di comunicazione permettono un monitoraggio in tempo reale della struttura. I dati vengono elaborati per individuare eventuali anomalie o per valutazioni di lungo termine. Per le analisi sul rischio sismico, i sistemi di monitoraggio possono essere usati per creare un database di misure rilevate durante l'intero ciclo di vita della struttura. È perciò

fondamentale l'identificazione dei parametri modali delle strutture nelle condizioni di esercizio, il che spiega il ruolo fondamentale dell'analisi modale sperimentale nell'ambito del monitoraggio strutturale. L'interesse nei confronti dell'analisi modale nasce dalla constatazione che il comportamento dinamico della struttura dipende dalle sue caratteristiche intrinseche (masse, rigidità, smorzamenti, grado di vincolo, ecc.), pertanto, se non intervengono modificazioni interne all'edificio (come per esempio il danno strutturale), il comportamento dinamico della struttura rimane inalterato, viceversa, in presenza di fenomeni di danno, si noteranno delle variazioni nei parametri dinamici della struttura.

L'importanza del monitoraggio strutturale è data dal fatto che, per gli edifici storici, il controllo strumentale periodico della struttura è uno strumento per la conservazione e per la riduzione degli interventi, a vantaggio della conservazione, infatti il monitoraggio continuo della struttura permette di valutare l'effettiva entità del danno consentendo di programmare un adeguato programma di manutenzione qualora fosse necessario.

Dal punto di vista operativo, a Castelvecchio si è operato analizzando visivamente la struttura per identificare in situ gli stati fessurativi e i fenomeni di degrado presenti su di essa. Contestualmente sono stati raccolti una serie di dati storici sulle tipologie strutturali presenti e sugli interventi di restauro subiti per poter meglio comprendere il sistema strutturale dell'edificio. In seguito a ciò sono stati individuati dei meccanismi di dissesto, attraverso la meccanica di equilibrio delle murature considerate come corpo rigido, ciò ha permesso di individuare una serie di punti notevoli da controllare, i quali sono stati monitorati attraverso l'installazione di una rete di sei trasduttori di spostamento (due a controllo della Reggia e quattro a controllo della Torre del Mastio) in grado di monitorare l'evoluzione del danno meccanico al quadro fessurativo presente nella porzione di complesso monitorata. I dati raccolti da tali trasduttori saranno correlati con quelli raccolti dalla stazione di misurazione della temperatura e umidità, al fine di filtrare gli effetti ambientali e i cicli termici stagionali (deformazioni reversibili).

Parallelamente al monitoraggio statico, si è proceduto installando un sistema di monitoraggio dinamico sulla Torre del Mastio. Nello studio di costruzioni storiche in muratura la principale difficoltà è rappresentata dalla scarsa conoscenza sulle caratteristiche meccaniche della muratura per via della eterogeneità delle qualità del materiale, delle differenti tessiture murarie e dalla grande varietà degli elementi costruttivi. Qualora non siano disponibili prove di caratterizzazione dei materiali, l'identificazione dinamica rappresenta una valida alternativa al fine di identificare le proprietà elastiche della muratura. L'identificazione dinamica della torre del Mastio, basata sulle

cosiddette tecniche *Output - Only*, è stata eseguita installando una rete provvisoria di sedici accelerometri, per la misura delle vibrazioni alle quali la torre è sottoposta durante il suo normale ciclo operativo. I dati raccolti sono stati elaborati attraverso il software *ArteMis Extrator 4.0* ed i risultati ottenuti consistono nell'estrazione dei parametri modali della struttura in termini di frequenze proprie di vibrazione ω , coefficienti di smorzamento ξ , forme modali ϕ .

Il comportamento sperimentale è stato confrontato con quello numerico derivante da un'analisi agli elementi finiti eseguita con il programma *Straus 7*. Tale confronto ha permesso la calibrazione e validazione del modello FE sulla base delle indagini sperimentali. Il modello di calcolo calibrato è stato successivamente impiegato per l'analisi e la verifica del comportamento sismico dell'edificio attraverso un'analisi dinamica con spettro di risposta.

1.2 Organizzazione della tesi

Capitolo 1 - *Introduzione.*

Capitolo 2 - *Il monitoraggio strutturale.* Considerazioni di carattere generale sullo *Structural Health Monitoring* con evidenza alle applicazioni nell'ingegneria civile attraverso un *excursus* sullo stato dell'arte. In seguito a tale panoramica sullo stato dell'arte è stato esposto il processo, la strumentazione e i limiti del monitoraggio strutturale.

Capitolo 3 - *Identificazione dinamica delle strutture: cenni teorici.* È stata spiegata l'importanza dell'identificazione dinamica delle strutture, attraverso la quale si possono definire i parametri modali degli edifici (forme modali, frequenze proprie di vibrazione e coefficienti di smorzamento). In seguito si è svolta la trattazione dello stato dell'arte indicando le principali applicazioni nel campo dell'ingegneria civile. Sono state esposte le principali tecniche di identificazione dinamica sia di tipo *input - output*, che *output only*, ponendo particolarmente l'accento sulle seconde, le quali sono state adottate per l'identificazione dinamica di Castelvecchio. È stato affrontato il problema dell'analisi del segnale dovuto alla sua conversione da analogico a digitale indicandone le fonti di errore e le soluzioni che serviranno per ridurre gli errori adottate nel programma *Artemis Extractor 4.0*.

- Capitolo 4 - *Inquadramento storico.*** Il capitolo ripercorre le vicende storiche che hanno portato alla costruzione di Castelvecchio per arrivare fino ai nostri giorni. Un particolare accento è stato posto sugli interventi di restauro realizzato da Carlo Scarpa nella porzione ad ovest della Porta del Morbio, comprendente la Reggia e la Torre del Mastio, studiate nella presente tesi.
- Capitolo 5 - *Analisi dello stato di fatto.*** Secondo le direttive indicate dalle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* sono stati esposti il rilievo geometrico, fotografico, tipologico strutturale (comprendente una analisi dei carichi sui solai) e del rilevamento del danno e del degrado. Il capitolo è correlato da tavole grafiche che raccolgono i risultati delle analisi.
- Capitolo 6 - *Indagini sperimentali: identificazione dinamica.*** Vengono descritte le prove di identificazione dinamica eseguite sulla Torre del Mastio e sono esposti i risultati ricavati da tali prove attraverso l'elaborazione dei dati eseguita attraverso il programma *ArteMis Extractor 4.0*. Sono state ricavate le prime cinque forme modali della struttura e le rispettive caratteristiche (frequenze proprie e smorzamenti).
- Capitolo 7 - *Il sistema di monitoraggio di Castelvecchio.*** Viene esposto il funzionamento del sistema di monitoraggio strutturale installato a Castelvecchio, indicando i punti in cui sono stati posizionati i sensori e il processo per l'installazione degli stessi. Sono anche esposte le caratteristiche dei sensori installati. Infine sono stati analizzati i dati relative ai primi due mesi di funzionamento del sistema.
- Capitolo 8 - *Modellazione strutturale.*** Sono esposti i risultati delle prove dinamiche sperimentale, poi nel capitolo è spiegato il procedimento seguito per la calibrazione del modello agli elementi finiti della Torre del Mastio, il quale è basato sull'analisi parametrica di sensitività sia su parametri geometrici che su caratteristiche dei materiali. In seguito è stata eseguita la validazione del modello. Lo stesso procedimento è stato adottato anche per calibrare e validare il modello FE dell'intera porzione Reggia e Torre del Mastio, confrontando i risultati con i dati raccolti nella precedente esposizione.
- Capitolo 9 - *Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare.*** Si è analizzato il comportamento della struttura attraverso una analisi spettrale lineare, la quale permette di determinare il comportamento dinamico della struttura a seguito di una sollecitazione da spettro di risposta in accelerazione. Sono stati in seguito

verificati tutti gli elementi verticali resistenti al sisma dell'edificio sia per sollecitazioni di taglio nel piano che per sollecitazioni di pressoflessione nel piano.

Capitolo 10 - Conclusioni.

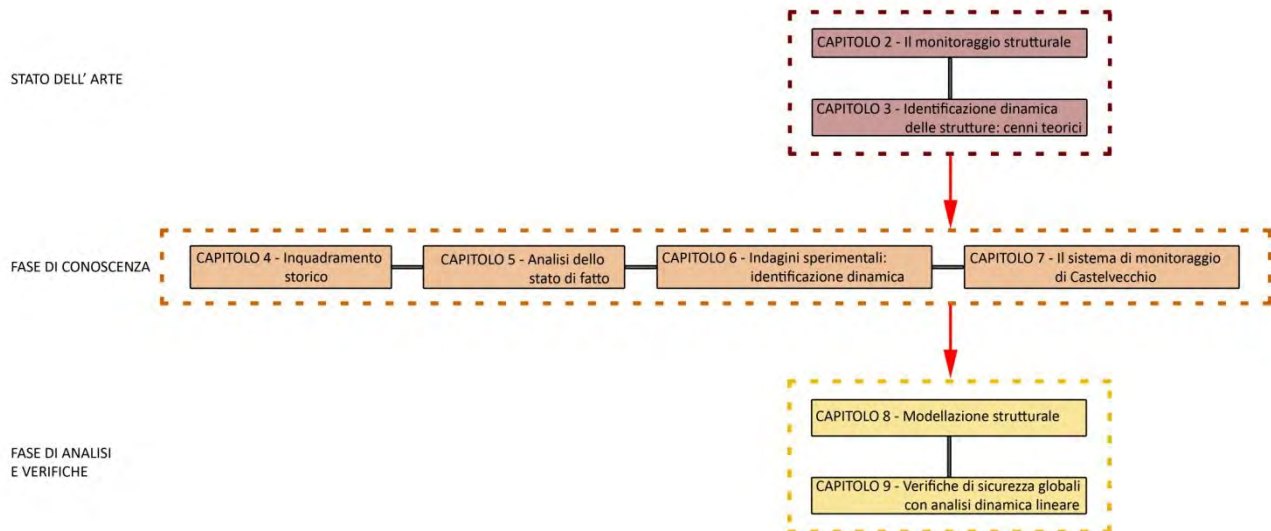


Figura 1 - Schema logico della tesi.

2 Il monitoraggio strutturale

2.1 Stato dell'arte del monitoraggio

2.1.1 Introduzione: il danno strutturale

Il *danno* può essere definito, in termini generali, come un cambiamento introdotto nel sistema che ne influenza negativamente le sue attuali e future prestazioni. Implicitamente, in questa definizione, il concetto di *danno* non è significativo senza un confronto tra due differenti stati del sistema, uno dei quali è assunto come stato iniziale non danneggiato. Le variazioni introdotte nel sistema riguardano cambiamenti nei materiali, nelle proprietà geometriche, nelle condizioni al contorno e nella configurazione di vincolo, le quali influenzano negativamente le prestazioni del sistema. In tutte le opere edili il *danno* ha inizio a livello del materiale. Sebbene non sia una terminologia accettata universalmente, tale *danno* viene indicato come *difetto* o *imperfezione* ed è presente, con gradi differenti, in tutti i materiali. Tali difetti intrinseci dei materiali crescono quando il sistema è sottoposto a carichi d'esercizio, pertanto possono causare perdita d'efficienza della struttura. Il termine *danno* non indicata necessariamente una perdita totale di funzionalità della struttura ma, piuttosto, che il sistema non è più operativo in maniera ottimale. Con la crescita del *danno* si raggiungerà una situazione dove i suoi effetti non saranno più accettabili per i fruitori dell'edificio, questa situazione viene definita *collasso* della struttura¹. Dal punto di vista temporale il *danno* può accumularsi incrementalmente in lunghi periodi, come per i casi associati a corrosione o fenomeni di fatica; oppure si può verificare i brevi lassi temporali, come nel caso dei terremoti.

Il processo che attua una identificazione del *danno* nell'ingegneria aerospaziale, meccanica e civile viene definito *Structural Health Monitoring* (SHM). Questo processo riguarda osservazioni sulle strutture o su sistemi meccanici, effettuate attraverso la raccolta periodica di misurazioni che permettono l'estrazione di caratteristiche sensibili al danno e l'analisi statistica di tali caratteristiche per poter stabilire il corrente stato di salute del sistema. I risultati delle analisi vengono periodicamente aggiornati per poter fornire indicazioni sulla capacità della struttura di poter continuare a svolgere la funzione stabilita, anche in lume all'inevitabile invecchiamento,

¹ J.M.W. Brownjohn, *Structural health monitoring of civil infrastructure*, Phil. Trans. R. Soc. A, p.589, 2007

quindi all'accumulo di danno, che risulta dalle condizioni di esercizio. Nel caso di eventi estremi come terremoti od esplosioni, il monitoraggio viene usato per eseguire un controllo sulle condizioni della struttura. Questo controllo potrà fornire in breve tempo affidabili informazioni sulle prestazioni del sistema durante tali eventi estremi e successivamente fornirà indicazioni sulla sua integrità².

2.1.2 Applicazioni del monitoraggio alle strutture dell'ingegneria civile

Come già detto le applicazioni del monitoraggio strutturale riguardano diverse discipline come l'ingegneria aerospaziale e meccanica, ma negli ultimi decenni si sta spostando anche nel campo dell'ingegneria civile e delle infrastrutture, includendo costruzioni storiche e nuove, ponti, gallerie, industrie, impianti produttivi, piattaforme offshore, strutture portuali, fondazioni e scavi.

In dipendenza dall'importanza, proprietà, uso, rischio e pericolo, tali strutture subiscono controlli, monitoraggi e programmi di manutenzione che sono previsti per legge. L'efficacia di tali interventi di manutenzione ed ispezione è comprovata se c'è la possibilità di stabilire prontamente e accuratamente il livello delle prestazioni.

I settori guida del monitoraggio strutturale sono l'industria degli idrocarburi, le compagnie nel campo delle dighe e delle autostrade, le strutture delle quali ricevono grande attenzione e sulle quali si concentrano gli sforzi della ricerca. Le strutture residenziali e commerciali hanno ricevuto relativamente poche attenzioni a causa della mancanza di conoscenza dei proprietari sui benefici e sull'importanza del monitoraggio strutturale. In questi casi si rendono necessari sforzi al fine di educare i proprietari sui vantaggi dell'utilizzo del monitoraggio anche attraverso strumenti legislativi oppure premi assicurativi³.

La sfida principale nel campo del monitoraggio strutturale sta nel fatto che, a parte alcune tipologie di edifici pubblici e abitazioni private, tutte le strutture sono uniche. Questo significa che non esiste una comune soluzione ripetibile in tutte le situazioni. Così una peculiarità dei sistemi di monitoraggio per le infrastrutture e strutture civili è che la maggior parte dei sistemi devono essere orientati verso un monitoraggio di lungo termine per valutare le prestazioni nello stato di salute della struttura⁴.

Ross & Matthews⁵ (1995) e Mita⁶ (1999) hanno individuato i casi nei quali il monitoraggio sia richiesto:

² C.R. Farrar, K. Worden, *An introduction to structural health monitoring*, Phil. Trans. R. Soc., pp. 303-306, 2007

³ F. K. Chang, *A summary report of the 2nd workshop on structural health monitoring held*, at Stanford University on September 8–10, 1999.

⁴ Aktan, A. E., Chase, S., Inman, D. & Pines, *Monitoring and managing the health of infrastructure systems*. In Proc. SPIE 4337, xi–xxi, 2001.

⁵ Ross, R. M. & Matthews, *In-service structural monitoring—a state of the art review*. Struct. Eng. 73, 23–31, 1995.

- i- Modifiche a strutture esistenti;
- ii- Monitoraggio di strutture soggette a lavori esterni;
- iii- Monitoraggio durante la demolizione;
- iv- Strutture soggette a spostamenti di lungo termine o degrado dei materiali;
- v- Sviluppare schemi al fine di migliorare i futuri progetti sulla base dell'esperienza;
- vi- Assestamenti dovuti a fenomeni di fatica;
- vii- Nuovi sistemi di costruzione;
- viii- Assestamenti post terremoto per il controllo dell'integrità della struttura;
- ix- Propensione ad un progetto basato sulle prestazioni.

2.1.3 Dighe

Una legislazione obbligatoria che richiede regolari ispezioni delle dighe è nata per la prima volta in Gran Bretagna, a causa del collasso di 30 metri di una diga d'argine che ha causato la morte di 254 persone nelle vicinanze di Sheffield, nel 1864. La struttura legislativa in questa area si è evoluta e attualmente rimane in vigore il Reservoir Act del 1975, che istituisce la figura di un ingegnere supervisore per la continua sorveglianza del serbatoio e della diga⁷, incluse le interpretazioni dei dati operazionali (DETER 2001). Così, le dighe sono storicamente la prima categoria di strutture per le quali è stato applicato il monitoraggio strutturale, da questa esperienza si possono ricavare molte indicazioni che possono essere utilizzate per l'applicazione di sistemi di monitoraggio di altre tipologie strutturali.

I principi del monitoraggio strutturale sono iscritti nell'ANCOLD (1994) e con maggiori dettagli nell'*International Commission on Large Dams* (ICOLD 2000). Negli intenti di questi codici si trovano alcuni ideali e principi del monitoraggio attuale:

- Una gamma di strumenti che fornisce dati di risposta, integrati da ispezioni visive;
- Necessità di raccolta dati automatizzata;
- L'intelligente interpretazione dei dati, il controllo dei prestabiliti modelli comportamentali e l'identificazione di anomalie.

A proposito del terzo punto, nel Regno Unito questo ruolo viene usualmente affidato ad un ingegnere supervisore; mentre in Italia, ISMES, l'istituto di ricerca di ENEL, ha affrontato un grande sforzo nel settore dell'intelligenza artificiale (AI). Tutte le maggiori dighe presenti nell'inventario di

⁶ A. Mita, *Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures*. In Proc. 2nd Int. workshop on structural health monitoring, Stanford University, 1999.

⁷ DETR, List of Panel Engineers: Reservoirs Act 1975, Department of the Environment, Transportation and the Regions, 2001.

ENEL sono equipaggiate con trasduttori attivati da processori centrali a intervalli regolari al fine di misurare gli effetti strutturali statici, come:

- Spostamenti relativi o assoluti;
- Deformazioni in correlazione alla temperatura;
- Sottopressioni di carichi;
- Grado di infiltrazione.

I trasduttori sono attivati per misurare la risposta strutturale della diga sotto le influenze esterne, per esempio: il livello di acqua, la temperatura e le condizioni metereologiche.

In particolare sono stati sviluppati due applicazioni dell'AI: 1)DAMSAFE and 2)MISTRAL. La prima assiste l'ingegnere con le procedure di gestione della sicurezza della diga, mentre il secondo è un sistema in tempo reale che considera le relazioni di gruppi di effetti in presenza o assenza di influenze esterne.

Il controllo di risposte dinamiche delle dighe attraverso l'utilizzo di sistemi di monitoraggio gioca un ruolo importante per due ragioni. La prima: i terremoti sono una seria minaccia per la sicurezza delle dighe e ogni opportunità è usata per incrementare la conoscenza delle prestazioni sismiche attraverso la calibrazioni di modelli e simulazioni⁸. La seconda: le stime delle caratteristiche dinamiche ottenute dal monitoraggio⁹ o da test effettuati attraverso vibrazioni forzate¹⁰, forniscono un mezzo per monitorare le caratteristiche strutturali, come indicatori della salute strutturale.

2.1.4 Impianti offshore

Nel 1970, la crisi energetica e la scoperta di riserve petrolifere nel Mare del Nord hanno condotto ad un rapido sviluppo nel settore degli impianti offshore, in particolare di impianti di produzione in calcestruzzo e acciaio che operano nel mare a profondità maggiori di 150 m e soggette a estreme carichi ed estreme condizioni ambientali. Con i requisiti obbligatori per le ispezioni¹¹ così come con le spese e i pericoli per le ispezioni subacquee, sono iniziati a crescere gli interessi nei sistemi di diagnostica basati sul controllo delle vibrazioni¹².

⁸ Severn R. T., Jeary A. P., Ellis B. R., *Forced vibration tests and theoretical studies on dams*, in Proc. Inst. Civil Eng., 1981, pp. 575–595.

⁹ Darbre G. R., Proulx J., *Continuous ambient-vibration monitoring of the arch dam of Mauvoisin*, in Earthquake Eng. Struct. Dyn. 31, 2002, pp. 475–480.

¹⁰ Bettinali F., Galimberti C., Meghella M., Talvacchia, *The dynamic analysis of large structures as a method for structural investigation*, ENEL/CRIS report 4002fb, 1990.

¹¹ Det Norske Veritas, *Rules for the design, construction and inspection of offshore structures*, Norway, DNV, 1977.

¹² - Coppolino R. N., Rubin S., *Detectability of structural failure in offshore platforms by ambient vibration monitoring*, in Proc. OTC 12, vol. 4, , Houston, Texas, 1980, pp. 101–110.

- Shahrivar F., Bouwkamp J. G., *Damage detection in offshore platforms using vibration information*, in Proc. 3rd Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium, New Orleans, vol. 2, pp. 174–185, 1980.

Nello stesso periodo, sono state sviluppate molte tecniche per l'identificazione dinamica di strutture basate sulla rilevazione delle vibrazioni ambientali, in particolare Peeters e De Roeck nel 2001 sono stati i precursori della moderna disciplina dell'OMA (*Operational Modal Analysis*). Procedure come quella del metodo della massima entropia o del decremento casuale sono state applicate ai dati di risposta delle piattaforme per incrementare l'affidabilità e l'accuratezza dei parametri dinamici per la diagnostica *vibration-based*.

Può essere notato, infine, che un particolare problema delle stazioni offshore è che la struttura non è un sistema stazionario con continui cambiamenti delle proprietà di massa, a causa dei cambiamenti strutturali, carichi, scarichi di materiale, movimenti dei fluidi negli impianti di trasformazione e operazioni di perforazione e quindi questa complessità influenza ampiamente la possibilità di applicare con successo tecniche di monitoraggio strutturale e l'applicazione di algoritmi per l'identificazione del danno strutturale.

2.1.5 Ponti

Nell'ultimo decennio sono stati applicati un grande numero di sistemi di monitoraggio a ponti e grandi infrastrutture.

Uno dei primi esempi documentati di monitoraggio sistematico di ponti è stato il *Golden Gate* e il *Bay Bridge* a San Francisco all'interno di un complesso programma di misurazione di diverse componenti durante la loro costruzione al fine di capire il comportamento dinamico e le possibili conseguenze che un terremoto potrebbe avere su di essi.

L'Università di Boston nel 1954 ha descritto il monitoraggio del *Tacoma Narrows Bridge* durante la sua breve vita prima del collasso causato dalle instabilità dovute al vento (figura 1).

- Brederode P., De Winter P., Van Staaldin P., Segers W., *Dynamic offshore structure test (DOST) project—a new approach to quality assessment of offshore structures*, in Proc. Inspection, repair and maintenance IRM/AODC86, Aberdeen, 1986.

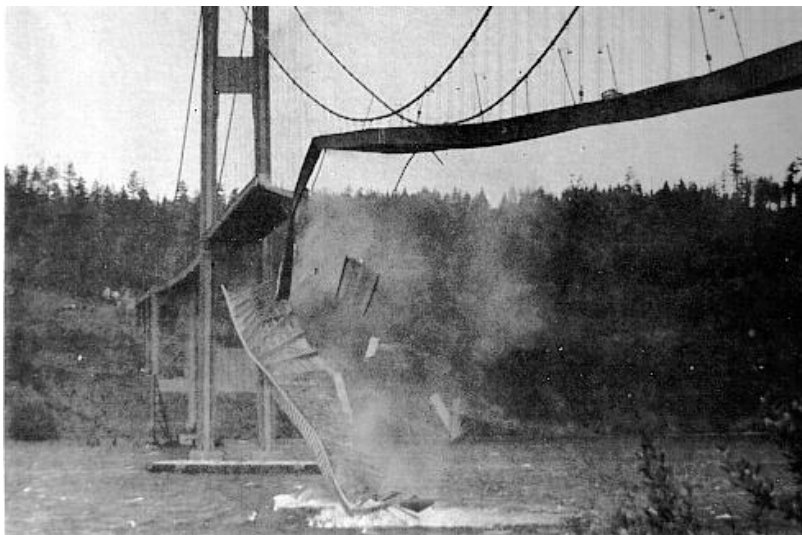


Figura 1 - Il crollo del Tacoma Narrows Bridge (1940).

Negli ultimi dieci anni, il programma di monitoraggio permanente si è evoluto in sistemi di monitoraggio implementati in Giappone, Hong Kong e successivamente anche in Nord America.

Ad Hong Kong, il *Wind and Structural Health Monitoring System* (WASHMS) è un sofisticato sistema di monitoraggio dei ponti tra città e aeroporto, si compone di circa 900 sensori installati dall'*Hong Kong Highways Department*.

Negli Stati Uniti la *Federal Highway Administration Research* (FHWA) ha impiegato in un progetto di ricerca il cosiddetto EAR (*Exploratory Advanced Research*) per lo sviluppo di sistemi di monitoraggio, a causa del degrado della rete autostradale. Nel 2002 è stata pubblicata una guida (*Development of a Modal Health Monitoring Guide for Major Bridges*), su commissione dell'FHWA, che serva da punto di partenza per creare una univoca norma sul monitoraggio dei ponti e per sensibilizzare i proprietari e le compagnie di gestione su tale argomento, standardizzando le diverse metodologie che possono essere applicate.

I moderni ponti sospesi sono dotati di elaborati programmi di ispezione e manutenzione, affinché danni e degradi significativi delle sovrastrutture siano individuati visivamente, mentre un sistema SHM richiederebbe un'alta densità di sensori al fine di individuare il danno. Solo i cambiamenti globali quali spostamenti in fondazione, guasti o difetti importanti, come la perdita di tensione del cavo principale, sono rilevabili da procedure globali SHM con un numero di sensori limitato, da collocare naturalmente in modo ottimale.



Figura 2 - Il Tamar Bridge durante i lavori di rafforzamento, 1999.

I sistemi di monitoraggio sono stati sviluppati anche nel contesto dei programmi di gestione e progetti di retrofitting dei ponti esistenti, al fine di valutare le correnti condizioni strutturali e valutare l'efficacia dei eventuali interventi di rinforzamento¹³. Ne sono alcuni esempi la ristrutturazione del *Severn and Wye Bridge*¹⁴, il *Tamar Bridge* nel Regno Unito¹⁵ (figura 2) e il *Pioneer Bridge* a Singapore¹⁶. In un certo senso, il ruolo del monitoraggio nel costruire, mantenere, gestire la struttura può dare agli investitori fiducia nella loro valutazione e prove ai proprietari delle reali condizioni al termine della concessione.

Sebbene la legislazione sul monitoraggio sia ancora incompleta, per quanto riguarda i ponti è da ricordare che nel 2003 è stata pubblicata dal comitato ISO TC 108/SC 2 la norma ISO/DIS 14963 (E): *Mechanical vibration and shock - Guidelines for dynamic tests and investigations on bridges and viaducts* e l'anno successivo la ISO/DIS 18649 (E): *Mechanical Vibration - Evaluation of measurement results from dynamic tests and investigations on bridges*, nelle quali vengono definite univocamente le procedure per effettuare i test dinamici durante il ciclo di vita del ponte o viadotto oggetto di studio. Inoltre nell'Eurocodice 2, parte 2 (Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi) relativa ai ponti strallati si accenna a come si debba, di regola, condurre e registrare un monitoraggio permanente dell'installazione dello strallo, che comprenda l'ispezione dell'impalcato, l'allineamento dei piloni e

¹³ Yanev B., *Structural health monitoring as a bridge management tool*, In Proc. SHMII-1, Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructures, vol. 1, ed. Z. Wu & M. Abe, 2003, pp. 87–98.

¹⁴ Flint A. R., Smith B. W., *Strengthening and refurbishment of Severn Crossing*, Proc. Institution of Civil Engineers, Structures and buildings, 1992.

¹⁵ List D., *Rejuvenating the Tamar Bridge. A review of the strengthening and widening project and its effect on operations*, In Proc. 4th Int. Cable Supported Bridge Operators' Conference, Copenhagen, 2004.

¹⁶ Brownjohn J. M. W., P. Moyo P., Rizos C., Tjin S. C., *Practical issues in using novel sensors in SHM of civil infrastructure: problems and solutions in implementation of GPS and fibre optics*, In Proc. 4th Int. workshop on structural health monitoring, Stanford University, Destech Publications Inc., USA, 2003, pp. 499-506.

la temperatura ambientale. Durante le misure deve essere fatta una registrazione completa delle forze finali, della livellazione finale e della temperatura ambientale.

2.1.6 Impianti nucleari

Con la crescita e diffusione dell'uso dell'energia nucleare, specialmente dopo i gravi disastri di Three Mile Island (USA) nel 1979, di Chernobyl nel 1986 e di Fukushima nel 2011, la sicurezza degli impianti è diventata un problema cruciale, imponendo controlli e continui monitoraggi. Sebbene tali impianti energetici siano progettati per resistere a terremoti, nella fase progettuale non si possono valutare gli effetti di eventi catastrofici, come terremoti di intensità estreme, per via delle evidenti difficoltà tecniche ed economiche nel progetto di strutture soggette a tali azioni sismiche. Smith nel 1996¹⁷ e Smith & McCluskey nel 1997¹⁸ hanno fornito una panoramica sull'ispezione e il monitoraggio per un campione dei reattori nucleari del Regno Unito. Per la sicurezza delle componenti strutturali critiche di un reattore nucleare, la strumentazione per la misurazione della risposta strutturale è usata per calibrare e validare il progetto durante i test di prova, inoltre contribuiscono anche al monitoraggio durante il ciclo di vita dell'impianto.

2.1.7 Tunnel e scavi

Il monitoraggio dei tunnel è predisposto per osservare la loro deformazione in termini di limiti di stabilità e gli effetti attivi o passivi che possono presentarsi con le strutture adiacenti¹⁹. Le strutture che devono essere particolarmente monitorate sono i trafori o scavi nei pressi di beni del patrimonio culturale, in ogni caso, di strutture di valore storico, artistico e produttivo. Gli esempi di monitoraggio includono il monitoraggio di Mansion House a Londra durante la costruzione del prolungamento della metropolitana²⁰ e il monitoraggio delle miniere australiane a cielo aperto in cui era necessaria l'esplosione di mine²¹.

¹⁷ Smith L. M., *In-service monitoring of nuclear-safety-related structures*, Struct. Eng. 74, 1996, pp. 210–211.

¹⁸ Smith L. M., McCluskey D. T., *In-service inspection of nuclear safety related structures on AGR and PWR stations in the UK*, In Proc. Workshop on Containment, Inservice Inspection, Testing and Management, Florida, 1997.

¹⁹ Okundi E., Aylott P. J., Hassenein A. M., *Structural health monitoring of underground railways*, In Proc. SHMII-1, structural health monitoring and intelligent infrastructures, vol. 2 (ed. Z. Wu & M. Abe), Swets & Zeitlinger, 2003, pp. 1039–1046.

²⁰ Price G., Longworth T. L., Sullivan P. J. E., *Installation and performance of monitoring systems at mansion house*, In Proc. Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering. 107, 1994, pp. 77–87.

²¹ Roberts W. S., Heywood R. J., McKenzie C. K., *Protecting heritage structures from explosive blasts*, In Proc. Concrete in the Third Millennium, Biennial Conference of the Concrete Institute of Australia, 2003.

2.1.8 Fabbricati

La necessità di monitorare i fabbricati è motivata dal bisogno di capire le loro prestazioni durante terremoti e tempeste. Sono stati eseguiti *Ambient Vibration Test* dagli anni ottanta²² al fine di capire la risposta dinamica delle strutture. La conoscenza della risposta dinamica della struttura durante gravi eventi, come i terremoti, ha portato ad implementare i sistemi di monitoraggio permanente. In California, l'obbligatorio monitoraggio strutturale è gestito dal *California Strong Motion Instrumentation Program* (CSMIP) (*California Geological Survey* 2003), il quale esegue l'installazione di accelerometri sulle costruzioni e su altri tipi di strutture (figura 3). Mentre tali dati offrono una conoscenza della struttura, l'obiettivo è quello di ottenere informazioni al fine di migliorare i progetti di strutture soggette a terremoti. C'è, quindi, il bisogno di identificare un'ampia scala di prestazioni strutturali per meglio operare nel campo dell'ingegneria sismica.



Figura 3 - Rete di installazione e manutenzione degli accelerometri in California.

Molte delle attività di monitoraggio sui fabbricati e sulle torri sono state eseguite per incrementare la comprensione dei carichi e la risposta meccanica, non solo contro i terremoti, ma anche per carichi del vento, per esempio la *Bank of Commerce* a Toronto²³ e il *Hume Point in London*²⁴.

Anche più recentemente, i grattacieli di Dubai (ma anche in altre aree del mondo) sono stati equipaggiati con sistemi di monitoraggio e moderne tecnologie, come l'uso di TMD (*Tuned Mass*

²² - Hudson D. E., *Dynamic tests on full-scale structures*, In Proc. ASCE EMD Specialty Conf., UCLA, 1977, pp. 1–39.

- Jear, A. P., Ellis B. R., *Vibration tests on structures at varied amplitudes*, In Proc. ASCE EMD specialty conference-dynamic response of structures, Atlanta, Georgia, 1981, pp. 281–294.

²³ Dagleish W. A., Rainer J. H., *Measurements of wind induced displacements and accelerations of a 57-storey building in Toronto, Canada*, In Proc. 3rd Colloquium On industrial Aerodynamics, Aachen, Building Aerodynamics, pt. 2, 1978, pp. 67–78.

²⁴ Littler J. D., Ellis B. R., *Interim findings from full-scale measurements at Hume Point*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 36, 1990, pp. 1181–1190.

Damper). Questo approccio rientra nell'idea di creare *smart structures*²⁵ capaci di ridurre l'intervento umano al minimo (*self-healing systems*)²⁶.

Significativa motivazione per applicare il monitoraggio agli edifici sono nate dai recenti eventi sismici, come quello di *Kobe* in Giappone nel 1995 e di *Northridge* in California nel 1994, dove le informazioni tempestive sullo stato delle strutture sarebbe stato di inestimabile valore per valutare la sicurezza e la necessità di interventi²⁷. Questi eventi hanno offerto le occasioni per la nascita di alcune organizzazioni che si forniscono dati accurati dopo i maggiori eventi sismici e supportano i cittadini durante la gestione dell'emergenza (come l'ANSS, *Advanced National Seismic* e il FEMA, *Federal Emergency Management Agency* negli Stati Uniti o il RAN, *Rete Accelerometrica Nazionale* in Italia, figura 4) e lo sviluppo di un approccio integrato dell'SHM che ha coinvolto l'uso di sensori automatici, sistemi incorporati, comunicazioni e gestione dei dati, ecc.²⁸.



Figura 4 - Rete Accelerometrica Nazionale italiana.

In Itali è attivo l'OSS (*Osservatorio Sismico delle Strutture*) (figura 4) una rete nazionale di monitoraggio permanente della risposta sismica degli edifici, progettata, costruita e gestita dal

²⁵ Dyke S. J., Bernal D., Beck J., Ventura C., *Experimental phase 2 of the structural health monitoring benchmark problem*, In Proc. ASCE Engineering Mechanics Conference, WA, 2003

²⁶ Ghosh D., Sharman R., Rao H.R., Upadhyaya S., *Self-healing systems - survey and synthesis*, Decision Support System, Buffalo, 2007

²⁷ Mita A., *Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures*, In Proc. 2nd Int. workshop on structural health monitoring, Stanford University, 1999

²⁸ Kiremidjian A., Straser E., *A modular wireless damage monitoring system for structures*, Report TR128, Blume Centre, Stanford CA, 1998

Dipartimento della Protezione Civile (DPC), con finalità sia conoscitive che di controllo. L'OSS consente la valutazione del danno causato da un terremoto alle strutture monitorate e ad edifici con caratteristiche simili a quelli monitorati nelle stesse condizioni sismiche, fornendo informazioni utili per la pianificazione di attività della Protezione Civile nell'emergenza post-sismica. I dati raccolti in unità di acquisizione del Dipartimento della Protezione Civile per poi essere interpretati e diffusi via internet. L'OSS è formata dalla sottorete del *campione fondamentale* (105 scuole, ospedali e municipi, 10 ponti e diverse dighe, soggette a sofisticati sistemi di monitoraggio, dotati di strumentazione per l'identificazione dinamica, basate su un layout formato da 16 a 32 accelerometri) e dalla sottorete del *campione integrativo* (300 edifici strategici per la gestione delle attività di emergenza, equipaggiati con semplici sistemi di monitoraggio, costituiti da 7 accelerometri).

Il merito agli aspetti legislativi connessi all'applicazione di sistemi di SHM sulle costruzioni dell'ingegneria civile, nonostante la crescita dell'interesse in Europa su questi argomenti, è presente solo un breve accenno sull'Eurocodice 8 (Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture) nell'Appendice B, a carattere informativo: "Per la valutazione delle strutture, oltre a raccogliere informazioni generali storiche e i dati durante l'ispezione, possono essere condotte prove sperimentali e misure in situ studiando l'evoluzione nel tempo delle dimensioni, degli allineamenti, delle eccentricità, dell'apertura delle fessure o dei distacchi e delle deformazioni, specialmente per effetto di scosse di assestamento (con l'eventuale installazione di apparecchiature di monitoraggio)". Si ricorda inoltre la norma ISO 16587 *Mechanical vibration and shock - Performance parameters for condition monitoring of structures* del 2004 che però affronta solo di striscio il tema.

Sulla base dell'esperienza acquisita, stanno però cominciando ad essere approntati linee guida e codici di condotta (pratica ISIS²⁹).

Inoltre diverse nazioni e gruppi internazionali, con grandi interessi scientifici sull'SHM, hanno creato delle reti di ricerca, come SAMCO (*Structural Assessment, Monitoring and Control*,

²⁹ - Maguire J. R., *Condition monitoring of structures: a briefing note for clients and authors*. In Proc. Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings 134, pp. 279–280, 1999.

- Mufti, A. 2001 *Guidelines for structural health monitoring*. ISIS Design Manual No. 2. ISIS Canada.

- BSI 2004 *Mechanical vibration and shock-performance parameters for condition monitoring of structures*. BS ISO 15587:2004, British Standards Organisation.

- Rucker, W., Rohrmann, R. G. & Hille, F. 2006 *Guidelines for monitoring and assessment - a SAMCO initiative as a basis for international standardization*. In Proc. SHMII-2, structural health monitoring and intelligent infrastructures, vol. 2 (ed. J. Ou, H. Li and Z. Duan), pp. 1671–1676. London, UK: Taylor & Francis Group.

www.samco.org) e ISIS (*Intelligent Sensing for Innovative Structures*, www.isiscanada.com) e ISHMII (*International Society for Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, www.ishmii.org). L'obiettivo dell'ISHMII è quello di accrescere la connettività e lo scambio di informazioni tra le istituzioni partecipanti e i singoli membri al fine di aumentare la consapevolezza nell'uso degli strumenti dell'SHM da parte degli utenti finali.

In altri casi si sono create strette collaborazioni tra industrie e organizzazioni governative, come SIMONET, (*Structural Integrity Monitoring Network*, www.simonet.org.uk) gestita dalla University College di Londra e Cranfield University, creata al fine di facilitare la comunicazione tra compagnie, la ricerca e tutti gli interessi nel campo del monitoraggio strutturale e dei test non distruttivi.

2.1.9 Costruzioni del patrimonio culturale

Negli ultimi anni, la comunità scientifica è stata intervistata sulla crescita di interesse nella definizione e applicazione di procedure per la valutazione strutturale e il monitoraggio di monumenti di costruzioni storiche. Diverse nazioni e progetti di ricerca internazionali, anche fondati dall'Unione Europea, stanno valutando vantaggi e svantaggi delle tecniche di monitoraggio e delle procedure come i test non distruttivi per la valutazione delle strutture in muratura.

Sebbene manchino delle normative di riferimento, in alcuni paesi come l'Italia, sono state rilasciate delle linee guida su questo argomento. Per esempio l'importanza del monitoraggio come un appropriato strumento per la corretta conservazione delle costruzioni del patrimonio culturale è affrontato nelle Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, Direzione Generale per i Beni Architettonici e Paesaggistici, 2007) dedicano il paragrafo 4.1.9 al problema del monitoraggio dei beni monumentali. In esso si afferma che "Il controllo periodico della costruzione è una pratica fortemente auspicabile poiché rappresenta il principale strumento per una consapevole conservazione, in quanto consente di programmare la manutenzione ed attuare in tempo, quando realmente necessari, gli interventi di riparazione, in caso di danno strutturale, e di consolidamento, finalizzato alla prevenzione.

[...]Per impostare un programma di monitoraggio è necessario eseguire preventivamente una accurata analisi del funzionamento strutturale, e quindi una interpretazione dei dissesti in atto, in modo da definire i parametri più significativi che, misurati in continuo o con scadenze temporali adeguate, consentono di certificarne il buon comportamento ovvero di valutare eventuali evoluzioni pericolose per la stabilità di insieme o di singole parti dell'edificio.

Il monitoraggio visivo, inteso come controllo periodico dell'insorgenza di stati fessurativi, fenomeni di degrado, trasformazioni nella struttura e nell'ambiente circostante, rappresenta il punto di partenza di tale attività.

Informazioni aggiuntive possono essere acquisite attraverso il monitoraggio strumentale di alcuni parametri ritenuti significativi (movimento delle lesioni, spostamenti assoluti o relativi di punti della costruzione, rotazione di pareti o altri elementi). [...] In alcuni casi, quando l'eventuale dissesto è ben compreso e possono essere definite soglie di sicurezza, il monitoraggio può rappresentare un'alternativa all'intervento, a vantaggio della conservazione. [...] Se si considera più in particolare la sicurezza sismica, essendo il terremoto un evento raro ed imprevedibile, è evidente che il monitoraggio non rappresenta uno strumento di allarme o di individuazione del comportamento sismico. Un suo uso può risultare significativo nell'emergenza post-terremoto, su strutture fortemente danneggiate di cui si volesse verificare l'evoluzione del meccanismo attivato dal sisma e la risposta ad eventuali scosse di replica”.

Anche nella carta ICOMOS (International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, ISCARSAH Principles) concetti simili sono proposti e discussi: “la diagnostica è basata su approcci di carattere storico, qualitativo e quantitativo: gli aspetti qualitativi sono basati essenzialmente sulla osservazione diretta dei dissesti strutturali e del degrado dei materiali, nonché sulle ricerche storiche ed archeologiche; mentre gli aspetti quantitativi sono basati essenzialmente sulle misure dirette, sulle indagini sui materiali e le strutture, sul monitoraggio nonché sulle analisi strutturali esperite mediante procedimenti più o meno sofisticati di calcolo”.

Recentemente, le applicazioni dell'SHM alle strutture ed edifici storici sono diventate in Italia molto più diffuse per via dell'importanza e della vastità del patrimonio culturale nel Paese.

Uno dei primi esempi di applicazioni di SHM al patrimonio culturale è rappresentato dal sistema del Duomo di Santa Maria in Fiore a Firenze³⁰ già attivo dal 1988 e formato da più di 160 sensori statici a causa della complessità dello stato fessurativo (figura 5).

³⁰ Bartoli G., Blasi C., *Il sistema di monitoraggio della cupola di Santa Maria del Fiore: problematiche relative al funzionamento degli strumenti ed alla gestione dei dati*, Università di Firenze, Firenze, 1993.

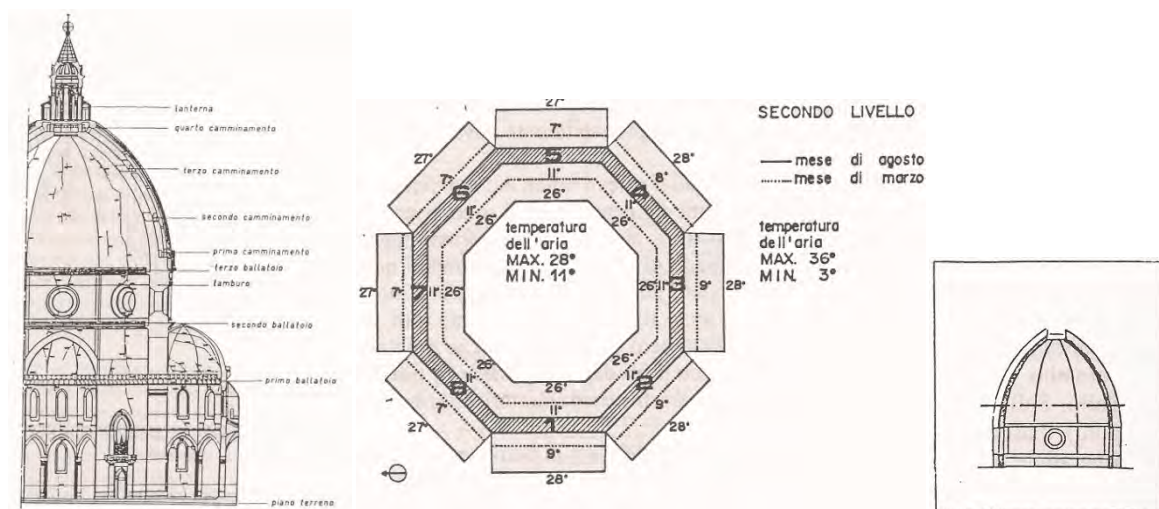


Figura 5 - Schema delle lesioni e situazioni termiche della cupola di Santa Maria del Fiore.

L'università di Padova ha promosso sistemi di monitoraggio installati sia su beni culturali in normali condizioni³¹, sia danneggiati in seguito ad evento sismico (dopo il sisma in Abruzzo dell'aprile 2009)³², inoltre, in collaborazione col comune di Verona, è partito un programma di monitoraggio dei principali monumenti della città Scaligera.

Le università di Trento³³ e Pisa³⁴ si sono occupate del monitoraggio di torri e porte storiche.

L'università di Torino³⁵ ha proposto l'utilizzo di formulazioni di sicurezza strutturale pensate per tener conto della presenza di sistemi di monitoraggio periodico. L'affidabilità può essere definita in funzione di una quantità misurabile ed indicativa del danno detta sintomo, o anche in funzione di più sintomi contemporaneamente. La conoscenza del valore corrente del sintomo consente la determinazione dell'ulteriore capacità di danno, nonché del tempo di vita utile rimanente per la struttura in esame. La ridefinizione della sicurezza strutturale in termini di vita utile fornisce il quadro teorico per l'introduzione delle attività di monitoraggio nelle formulazioni probabilistiche.

³¹ -Beccaro E., Milan C., *SHM (Structural Health Monitoring) di strutture storiche: analisi statica e dinamica dell'Arena di Verona*, Università di Padova, 2011.

- Marotto M., *Indagini sperimentali, monitoraggio e modellazione strutturale per la valutazione della sicurezza sismica dell'Arca di Cansignorio della Scala*, Verona, Università di Padova, 2008.

³² Modena C., Casarin F., Valluzzi M. R., Da Porto F., *Structural monitoring for the evaluation of the dynamic response of historical monuments, Masonry and Timber Structures*, Publisher RILEM Publications, 2008.

-Caccin P., *Sviluppo di procedure automatiche di trattamento e analisi dei dati statici per il monitoraggio strutturale*, Università di Padova, 2012

-Fattoretto M., *Sviluppo di procedure automatiche di stima dei parametri modali per il monitoraggio strutturale*, Università di Padova, 2012

³³ Pozzi M., Zonta D., Zanon P., *Monitoring Heritage Buildings with Wireless Sensor Networks: The Torre Aquila Deployment*, Proceedings of the 8th ACM/IEEE International Conference on Information Processing in Sensor Networks, San Francisco (CA, USA), April 13-16, 2009.

³⁴ Beconcini M.L., Croce P., Mengozzi M., *Caratterizzazione dinamica del campanile di San Nicola in Pisa*, Atti di convegni workshop WONDERmasonry, DICEA Firenze, 2006, pp. 100-112.

³⁵ Ceravolo R., Pescatore M., De Stefano A., *Symptom-based reliability and generalized repairing cost in monitored bridges*, Politecnico di Torino, Torino, Italy, 2007.

L'università di Roma si è approcciata allo studio soffermandosi soprattutto sui sensori *wireless*³⁶, mentre a Napoli numerosi sono i casi esaminati³⁷.

Ormai l'idea di applicare il monitoraggio ai beni culturali si sta sviluppando sempre più e il lavoro futuro è quello di pensare alla possibilità di esportare le metodologie adottate negli altri settori anche all'edilizia storica.

2.2 Processo del monitoraggio

2.2.1 Le fasi del monitoraggio

Il processo di monitoraggio strutturale può essere suddiviso in quattro fasi³⁸:

- a) Valutazione operativa;
- b) Acquisizione dati , normalizzazione e pulitura;
- c) Estrazione delle caratteristiche;
- d) Sviluppo di modelli statistici.

Vengono di seguito affrontate nello specifico le quattro fasi del monitoraggio.

a) Valutazione operativa

La valutazione operativa ha lo scopo di rispondere a quattro domande riguardanti la capacità di identificare il danno e il suo sviluppo futuro. Tali domande sono:

- i) Quali sono le ragioni economiche e/o di sicurezza per eseguire il monitoraggio?
- ii) Com'è definito il danno per il sistema che sta per essere investigato, nel caso di della presenza di più danni, quali sono i casi più preoccupanti?
- iii) Quali sono le condizioni, sia operative che ambientali, sotto le quali il sistema da monitorare è sottoposto?
- iv) Quali limiti si presentano nell'acquisizione dati nell'ambiente operativo?

La valutazione operativa inizia a porre dei limiti su cosa deve essere monitorato e su come dovrà essere compiuto il monitoraggio. Questa valutazione inizia a caratterizzare il processo di identificazione del danno, in base alle peculiarità del sistema che dovrà essere monitorato, cercando di acquisire conoscenza sulle caratteristiche del danno che dovranno essere rilevate.

³⁶ Abruzzese D., Angelaccio M., Buttarazzi B., Giuliano R., Miccoli L., *Long Life Monitoring of Historical Monuments via Wireless Sensors Network*, International Symposium on Wireless Communication Systems, IEEE, 2009, pp. 570-574.

³⁷ Serino G., Spizzuoco M., Marsico M.R., *Application of structural isolation and health monitoring The 'Our Lady of Tears Shrine' in Syracuse (Italy)*, Structure and Infrastructure Engineering, 2009

³⁸ Farrar C. R., Ph.D., P.E., *New Trends in Vibration-Based Structural Health Monitoring: A Statistical Pattern Recognition Paradigm for SHM*, 2006.

b) Acquisizione dati, normalizzazione e pulitura

L'acquisizione dati coinvolge la porzione operativa del monitoraggio strutturale che dovrà occuparsi della selezione del metodo di eccitazione, del tipo di sensori da installare, del loro numero e della loro collocazione e dell'acquisizione dati in memorie hardware. In questa fase le valutazioni economiche giocano un ruolo importante sulle decisioni che saranno prese. Un altro aspetto da considerare è l'intervallo di acquisizione dati che, ovviamente, va ad influenzare la quantità di memoria necessaria per l'acquisizione.

Poiché i dati sono raccolti sotto diverse condizioni, risulta fondamentale una loro normalizzazione al fine di identificare univocamente il processo di danno. La normalizzazione è il processo di separazione delle modifiche introdotte nei dati raccolti dai sensori causate dal danno da quelle causate da variazioni ambientali e operative. Una delle più comuni procedure è normalizzare la risposta misurata sulla base di input conosciuti. Quando le condizioni ambientali e operative rappresentano un problema, sorge la necessità di normalizzare i dati in fasce temporali soggette agli stessi cicli operativi e a simili condizioni ambientali così da poter permettere un confronto delle misurazioni effettuate. Va osservato che non tutte le fonti di variabilità possono essere tolte perciò non tutti i dati possono essere normalizzati. Anche quando non è possibile una normalizzazione dei dati va comunque effettuato uno studio statistico su come le condizioni operative ed ambientali influiscono sulle risposte della strumentazione del monitoraggio.

La pulitura dei dati è un processo di scelta selettiva dei dati da passare al processo di estrazione delle caratteristiche della struttura. La pulitura si basa sulla conoscenza acquisita da personale specializzato e direttamente coinvolto nella acquisizione dei dati. Per esempio, se un sensore viene montato liberamente da personale non specializzato, esso può raccogliere dati non particolarmente significativi al fine di una caratterizzazione della struttura, perciò i dati di tale sensore possono essere eliminati dal processo di estrazione delle caratteristiche.

c) Estrazione delle caratteristiche

L'area di studio del monitoraggio strutturale che riceve più attenzioni è proprio l'identificazione delle caratteristiche, le quali consentono di distinguere tra strutture non danneggiate e strutture danneggiate. Uno dei metodi più comuni di estrazione delle caratteristiche è basato sulla correlazione di quantità misurate dal sistema, come l'ampiezza delle vibrazioni o la frequenza, con una osservazione di prima mano dello stato di degrado. Un altro metodo di estrazione delle caratteristiche per l'identificazione del danno è quello di applicare difetti di ingegneria, simili a

quelli che ci si aspetta nella struttura in condizioni operative, a sistemi fittizi e sviluppare un'iniziale comprensione dei parametri sensibili al danno previsto. Il sistema difettoso può essere usato al fine di verificare che le misurazioni diagnostiche siano sufficientemente sensibili nella distinzione tra sistema danneggiato e sistema privo di danno. L'uso di strumenti analitici sperimentalmente convalidati come modelli ad elementi finiti possono rappresentare un grande vantaggio in questo processo. In molti casi gli strumenti analitici sono usati per eseguire delle simulazioni dove vengono introdotti difetti per eseguire sperimentazioni numeriche. I test sull'accumulo di danno, durante i quali significativi elementi strutturali sono sottoposti a degrado sotto condizioni reali di carico, possono essere inoltre utilizzati per identificare specifiche caratteristiche. La comprensione delle appropriate caratteristiche può essere acquisita da diversi tipi di studi sia analitici che sperimentali e usualmente i risultati sono combinati per ottenere informazioni ancor più attendibili.

d) Sviluppo di modelli statistici

Lo sviluppo di modelli statistici si occupa dell'implementazione di algoritmi che operano nell'estrazione di caratteristiche per poter quantificare lo stato di danno della struttura. Gli algoritmi usati in questa fase sono di due tipologie. Quando i dati sono presenti sia per la struttura danneggiata che per la stessa struttura non danneggiata, gli algoritmi vengono definiti *supervised learning*. Mentre gli *unsupervised learning* sono algoritmi applicati ai dati che non prevedono dati da strutture danneggiate ma solo da strutture in condizioni sane.

Lo stato di danno di un sistema può essere descritto in cinque passi attraverso la risposta a cinque quesiti così come proposto da Rytter³⁹ (1993):

- i) *Esistenza*. È presente il danno nella struttura?
- ii) *Localizzazione*. Dove si trova il danno nella struttura?
- iii) *Tipo*. Di quale tipologia di danno si tratta?
- iv) *Estensione*. Quanto severo è il danno presente nella struttura?
- v) *Prognosi*. Quanta vita utile rimane alla struttura?

La risposta a queste domande nell'ordine proposto rappresenta in incremento della conoscenza dello stato di danno. Quando si applicano algoritmi *unsupervised learning*, i modelli statistici rispondono alle domande riguardanti l'esistenza e la localizzazione del danno. Una risposta sul

³⁹ Rytter A., *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures*, Department of Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg, 1993

tipo, estensione e sulla prognosi che il danno comporta viene data dall'utilizzo di algoritmi *supervised learning* accoppiati all'uso di modelli analitici.

2.2.2 Le funzioni del monitoraggio strutturale

Il monitoraggio strutturale comprende diverse funzioni, ognuna delle quali dovrà essere progettata accuratamente. Tale funzioni sono: 1) strumentazione, 2) eccitazione, 3) acquisizione dati, 4) elaborazione del segnale, 5) identificazione dei sensori difettosi, 6) estrazione delle caratteristiche, 7) elaborazione delle caratteristiche, 8) rilevamento del danno, 9) allarmi e resoconti⁴⁰. Ogni funzione sarà di seguito discussa e spiegata.

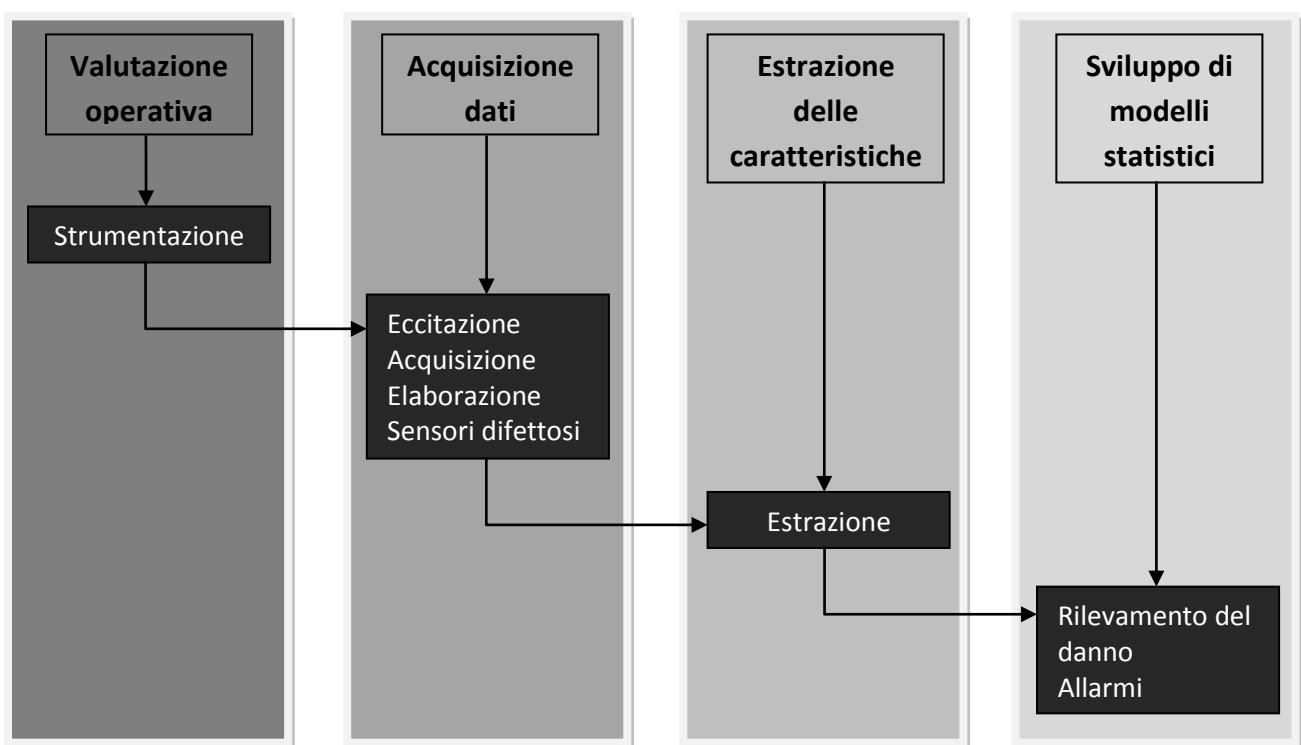


Figura 6 - Rappresentazione delle fasi e dello schema funzionale del processo del monitoraggio.

1) Strumentazione

La strumentazione riguarda la selezione dei trasduttori da posizionare e la loro posizione sulla base delle quantità che si è deciso di misurare. Nel monitoraggio strutturale con ripetute misurazioni, la strumentazione utilizzata è di tipo permanente, anche se sono possibili anche altre soluzioni. Solitamente vengono utilizzati sensori cablati, ma sono in fase di sviluppo e ricerca tipologie di sensori wireless e reti di sensori, specialmente nelle applicazioni ad edifici storici dove è richiesta una bassa invasività dell'intervento di monitoraggio. Il vantaggio dei sensori wireless sta nel fatto

⁴⁰ Kullaa J., *Functions of a Structural Health Monitoring System*, 2008.

che non c'è bisogno di stendere cavi per la loro installazione, questo risulta un aspetto molto importante nel caso di sistemi di monitoraggio molto estesi e complessi che utilizzano un elevato numero di sensori; inoltre, cavi e connettori sono soggetti ad usura. Per controparte i principali svantaggi dei sensori wireless sono l'elevato consumo di alimentazione, il lento trasferimento dati e la sincronizzazione, pertanto per tali sistemi devono essere studiati ed applicati caratteristici algoritmi.

Il numero dei sensori può variare da uno a diverse centinaia in relazione alla complessità della struttura e alle caratteristiche che devono essere rilevate. La tipologia di sensori dipende dallo scopo del monitoraggio. Solitamente sono accelerometri, strain gauges, fibra ottica e laser. Le misurazioni richiedono che la strumentazione abbia una elevata sensibilità, ad esempio, nel caso di *Ambient Vibration Test* (AVT) le vibrazioni indotte sulla struttura sono di piccola ampiezza e avvengono a basse frequenze. La posizione dei sensori può essere determinata usando un modello ad elementi finiti della struttura per poter anticipare gli scenari di danno utilizzando ottimizzazioni o metodi euristici.

2) Eccitazione

L'eccitazione può essere di tipo ambientale oppure artificiale. Nelle tipiche applicazioni del monitoraggio strutturale su sistemi dell'ingegneria civile, l'eccitazione non può essere misurata. Le vibrazioni possono essere causate dal vento, dal traffico, dal ghiaccio o da eventi di micro sismicità. L'eccitazione artificiale viene usata quando non è presente l'eccitazione ambientale. Il vantaggio di poter disporre di una eccitazione artificiale sta nella possibilità che questa può essere controllata e misurata. Disporre di eccitazione artificiale è utile poiché in questa maniera si può indagare su tutta la banda delle frequenze di interesse. Si possono ottenere questi risultati utilizzando vibrodine, dispositivi di impatto o un attuatore già presente nella macchina. L'eccitazione artificiale può essere usata per piccole strutture oppure in laboratorio. Va tenuto presente, però, che nella maggior parte delle strutture dell'ingegneria civile, con frequenze naturali basse, l'eccitazione artificiale è difficile da applicare e molto costosa e necessita di un largo uso di attuatori idraulici e di molta potenza. L'eccitazione artificiale permette di monitorare la struttura in condizioni straordinarie, ma non va dimenticato che vanno acquisiti dati anche sulle condizioni operative. Spesso, infatti, le strutture sono soggette a disturbi dovuti al vento, a vibrazioni ambientali dovuta al traffico o ad altre fonti che non possono essere misurate e controllate. I vantaggi dell'eccitazione ambientale stanno nella economicità, nella presenza

costante dei carichi e nella eccitazione anche a basse frequenze, come già accennato, gli svantaggi riguardano l'impossibilità di quantificare la forza dell'eccitazione e il range delle frequenze investigate è ridotto.

3) Acquisizione dati

I sensori convertono una quantità misurata in un segnale elettrico analogico. L'obiettivo del sistema di acquisizione è quello di raccogliere le serie temporali di dati in un computer per una futura analisi. Se le caratteristiche dipendono da più di un sensore, allora tali sensori devono essere campionati simultaneamente. La frequenza di campionamento e la lunghezza delle registrazioni devono essere adattate alle necessità delle caratteristiche da estrarre. L'acquisizione dati automatica può essere basata su un orologio o su trigger.

La digitalizzazione del segnale deve essere effettuata con attenzione. Se la frequenza di campionamento è f_s , la frequenza massima che può essere osservata f_{max} risulta pari a : $f_{max} = \frac{f_s}{2}$. Se la frequenza di campionamento è bassa, frequenze sopra $f_s/2$ non sono correttamente interpretate come frequenza basse, questo fenomeno viene definito *aliasing*. Dopo la conversione A/D il fenomeno dell'aliasing non può più essere corretto, perciò è necessario applicare sempre un filtro analogico anti-aliasing prima della conversione A/D.

Il segnale analogico viene convertito (*quantizzato*) al valore discreto più vicino del convertitore A/D. Tipicamente i convertitori A/D hanno una risoluzione di 10 -24 bit. Nel campo delle misurazioni viene diviso in 2^n intervalli uniformi. Per una miglior risoluzione dovrebbe essere utilizzata l'intera gamma dinamica. In ogni caso il segnale non deve eccedere i limiti, i quali portano ad un sovraccarico e di conseguenza ad un taglio del segnale. Il sistema di acquisizione deve essere capace di individuare un sovraccarico e respingere le misurazioni. Il range dinamico può essere trovato in misurazioni preliminari della struttura monitorata.

4) Elaborazione del segnale

L'elaborazione del segnale viene usata per estrarre direttamente le caratteristiche oppure per operare una fase di pre-processing dei dati per l'estrazione delle caratteristiche. Tipicamente l'elaborazione del segnale estrae alcune informazioni utili dalle serie temporali usando le proprietà stocastiche oppure basandosi su alcune assunzioni. Spesso si applica un filtro per limitare il campo delle frequenze del segnale. Nella misurazione delle vibrazioni il valore medio viene solitamente rimosso poiché non contiene informazioni utili. La trasformata di Fourier è lo strumento che

permette di convertire il segnale dal dominio del tempo nel dominio delle frequenze. Questo metodo è veloce e non prevede perdita di informazioni nella trasformazioni. La trasformata di Fourier presuppone serie temporali periodiche, se il segnale non è periodico, provoca perdite di energia per la adiacente serie temporali. La perdita può essere diminuita ma non del tutto eliminata attraverso l'utilizzo di tecniche di *windowing*.

Diverse funzioni vengono estratte dalle serie temporali. Alcune delle funzioni più utilizzate sono le funzioni di correlazione, funzioni densità spettrale di potenza, funzioni risposta dell'impulso e funzioni risposta in frequenza FRP. Queste possono essere direttamente usate come caratteristiche o come passo nel pre-processing nell'estrazione di altre caratteristiche.

5) Identificazione dei sensori difettosi

I sistemi di monitoraggio che misurano le vibrazioni si basano su dati raccolti durante la vita utile della struttura. È perciò importante individuare possibili sensori difettosi per mantenere l'affidabilità del sistema. I sistemi di monitoraggio includono diversi sensori che misurano il moto globale, oppure modi minori, della struttura. La correlazione incrociata dei sensori può essere utilizzata per individuare sensori mal funzionanti o difettosi e per correggere il segnale di tali sensori.

6) Estrazione delle caratteristiche

Le serie temporali includono molti dati, i quali devono essere compressi per poter essere elaborati e poter ricavare le caratteristiche della struttura. Queste caratteristiche sono considerate come le "impronte digitali" del sistema e sono estratte dalle misurazioni delle serie temporali. L'obiettivo è di trovare caratteristiche che sono sensibili al danno ma non sensibili alle normali variazioni dell'ambiente (carichi, temperatura, ecc.). Un cambiamento nelle caratteristiche è sintomo di presenza di danno. Poiché il sistema di monitoraggio esegue ripetute misurazioni durante la vita della struttura, l'estrazione delle caratteristiche deve essere automatica. Alcune caratteristiche sono facili da estrarre automaticamente, mentre altre hanno bisogno di supervisione e regole da automatizzare. L'estrazione di caratteristiche viene classificata in metodi parametrici e non parametrici. Altri metodi di classificazione sono *input/output* oppure *output-only*, dipende dalla misurabilità dell'eccitazione. In molti applicazioni dell'ingegneria civile, l'unica identificazione possibile è quella *output-only*. Le caratteristiche dovrebbero essere indipendenti dall'ampiezza

dell'eccitazione, la quale rende alcune caratteristiche meno interessanti per il monitoraggio strutturale.

7) Elaborazione delle caratteristiche

La dimensione del vettore caratteristico rispetto alle serie temporali è sensibilmente inferiore. Ogni singola caratteristica può essere usata per la prevenzione del danno, in alternativa potrebbe essere usata una statistica a più variabili. Il primo passo è quello di selezionare i dati dalla struttura non danneggiata la quale rappresenta la condizione strutturale di riferimento. I dati iniziali devono comprendere l'intera gamma delle condizioni ambientali od operative, poiché influenzano le caratteristiche e possono fornire false indicazioni di danno se non propriamente analizzate.

Ci sono essere differenti tipi di caratteristiche e gli intervalli da cui dipendono le proprietà scelte possono variare considerevolmente. Per esempio le frequenze naturali possono variare da 0,2 a 200 Hz, mentre i rapporti di smorzamento variano solitamente tra 0,001 e 0,1. Quando si considera l'identificazione del danno, le proprietà con alti valori assoluti o variazioni tendono a dominare. Pertanto tutte le caratteristiche vengono standardizzate per avere una media tendente a zero e una varianza unitaria all'interno dei dati di formazione.

Il numero delle caratteristiche osservate potrebbe essere troppo alto per realizzare analisi statistiche affidabili, anche dieci proprietà possono essere troppe anche in presenza di una quantità di dati finiti. Vanno perciò osservate solo le caratteristiche sensibili al danno. Comunque, le informazioni di solito richieste non sono sempre disponibili. Un'altra possibilità è quella di lasciare decidere i dati quali siano le caratteristiche più sensibili al danno, selezionando tutte le proprietà e utilizzando tutte le informazioni disponibili. Solo le caratteristiche con frequenti anomalie devono essere rimosse, così come le caratteristiche costanti. Il problema della dimensione dei risultati può essere risolto applicando tecniche di riduzione.

8) Rilevamento del danno

L'obiettivo dell'identificazione del danno è quello di stabilire se effettivamente il danno è presente nella struttura. La decisione deve essere presa usando metodi statistici, poiché tutte le caratteristiche variano in base alle misurazioni effettuate per cui le decisioni devono essere fatte solo sui cambiamenti significativi. Costruire un grafico di controllo è una delle tecniche primarie nel processo statistico di controllo e può essere utilizzato anche nella pratica del monitoraggio strutturale. Vengono tracciate le caratteristiche qualitative come funzioni del numero dei

campionamenti, si stabiliscono dei limiti inferiori e superiori, i quali sono calcolati soltanto dai campionamenti nei quali il processo viene ritenuto sotto controllo. Quando sono presenti fonti di variabilità insolite, i campioni statistici verranno riportati fuori dai limiti di controllo e perciò verrà prodotto un segnale di allarme. Si possono creare molteplici grafici di controllo, che possono avere una singola variabile oppure più variabili, dalla lettura che viene fatta su tali grafici si può stabilire il livello di danno della struttura.

9) Allarmi e resoconti

Il sistema di monitoraggio deve essere connesso ad una rete per poter trasferire i dati sulle condizioni della struttura. Sono importanti tre funzioni: a) il sistema di monitoraggio deve essere in grado di inviare segnali di allarme non appena viene stabilita la possibilità che possa insorgere del danneggiamento alla struttura; b) l'ingegnere deve avere accesso alla centralina di acquisizione dati per trasferire i dati in ufficio e poter, quindi, eseguire una analisi off-line oppure per cambiare i dati da monitorare; c) è essenziale che il sistema di monitoraggio informi periodicamente l'ingegnere sullo stato del sistema stesso. Di norma un segnale di allarme viene inviato quando si misurano almeno due eventi consecutivi di rilevamento del danno.

2.2.3 Assiomi del monitoraggio strutturale

Gli studi effettuati negli ultimi decenni nel campo del monitoraggio strutturale, hanno portato gli autori a formulare una serie di assiomi da applicare al campo del SHM. Differentemente, però, da quanto avviene in matematica, dove gli assiomi possono essere sufficienti per la formulazione di una teoria, nella pratica del monitoraggio strutturale gli assiomi non sono sufficienti a fornire una metodologia. Innanzitutto gli autori concordano nell'affermare che gli assiomi proposti potrebbero non rappresentare la totalità delle verità possibili nel campo del monitoraggio, per cui ci potrebbero essere verità omesse nella trattazione degli assiomi. Inoltre gli assiomi proposti non specificano i modi di operare del monitoraggio strutturale, mancano, cioè, una serie di algoritmi che possano portare l'ingegnere dalla raccolta dati alla decisione in maniera univoca.

Gli assiomi del monitoraggio strutturale sono⁴¹:

1. Tutti i materiali hanno difetti intrinseci.
2. La valutazione del danno richiede un confronto tra due stati del sistema.

⁴¹ Worden S. K., Farrar C. R., Manson G. and Park G.; *The Fundamental Axioms of Structural Health Monitoring*, Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences Issue, June, 2007.

3. L'identificazione dell'esistenza e la localizzazione del danno può essere eseguita con una modalità *unsupervised learning*, mentre l'identificazione del tipo di danno presente e della gravità del danno può essere effettuata solo attraverso modalità *supervised learning*.
4. A. I sensori non misurano il danno. L'estrazione di proprietà attraverso l'elaborazione del segnale e classificazioni statistiche sono necessari per convertire i dati dei sensori in informazioni sul danno.
4. B. È necessaria una estrazione intelligente delle caratteristiche, in modo tale da poter analizzare quelle che sono influenzate dal danno e non da cambiamenti ambientali od operativi.
5. Le scale di lunghezza e di tempo associate all'inizio ed evoluzione del danno, indicano quali devono essere le caratteristiche che deve avvertire il sistema di monitoraggio.
6. Esiste un rapporto tra la sensibilità al danno di un algoritmo e la sua capacità di eliminare i disturbi.
7. La dimensione del danno che può essere individuata dai cambiamenti nella dinamica del sistema è inversamente proporzionale al range delle frequenze di eccitazione.

2.2.4 Data driven approaches vs model driven approach

Secondo il prof. Worden⁴² esistono due metodi per individuare la presenza di danno in una struttura: *Model Driven Approach* e *Data Driven Approach*.

Il primo metodo considera l'identificazione del danno come un problema inverso, viene dapprima creato un modello ad alta fedeltà della struttura, sulla base di leggi fisiche basate sui principi primi della materia, supponendola priva di danno. I cambiamenti nei dati raccolti vengono poi relazionati con le modifiche nei parametri fisici della struttura attraverso un sistema di algoritmi basati sull'algebra lineare o sulle teorie ottimizzate.

Il secondo metodo considera l'identificazione del danno come un problema di riconoscimento di un modello di riferimento. I dati interessanti misurati dal sistema vengono assegnati ad una classe di danno attraverso un algoritmo di riconoscimento del modello. Tali algoritmi possono essere *unsupervised learning* oppure *supervised learning*. Nel caso di algoritmi *supervised learning* sono richiesti gli esempi di tutte le classi di danno.

⁴² Worden K., Manson G.; Structural Health Monitoring using Pattern Recognition; in New Trends in Vibration-Based SHM, CISM, Udine, September, 2008.

2.2.4.1 Data Driven Approach

In questo approccio si individua il danno trattando il problema come l'identificazione di un modello di riferimento della struttura. Vengono implementati algoritmi di identificazione del modello al fine di assegnare una classe di danno ai dati raccolti dal sistema. Questi algoritmi si basano su valutazioni comparative sullo stato di salute dei sistemi sotto controllo con quello di altri eventi conosciuti. Finché il comportamento della struttura monitorata è simile a quello del sistema di riferimento è da escludersi la presenza di danno nella struttura. Quando, invece, il comportamento inizia a discostarsi da quello del sistema di riferimento, allora, viene rilevata la presenza di danno nella struttura. Non esistono sensori in grado di misurare il danno, tuttavia questo può essere identificato attraverso l'elaborazione dei dati acquisiti. Sono richieste diverse fasi prima di formulare una decisione. Tale decisione può essere di controllo (SPC) o una decisione basata su un sistema di monitoraggio (SHM o CM).

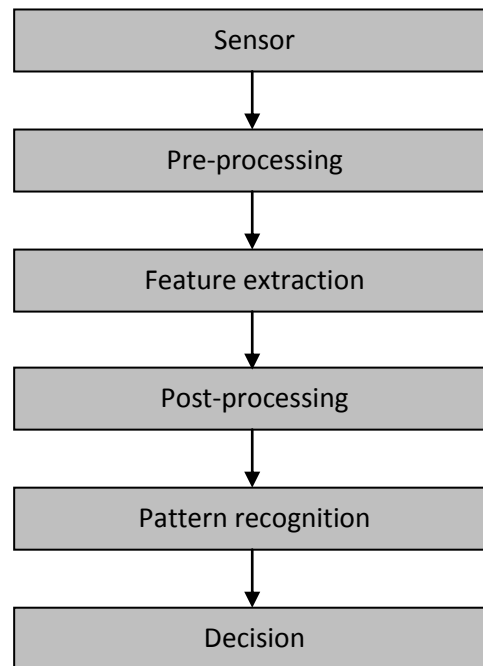


Figura 7 - Fasi del *data driven approach*.

Nel *Data Driven Approach* vengono individuate le seguenti fasi⁴³:

- *Sensor*: i sensori forniscono un segnale elettrico proporzionale alle variabili strutturali e ambientali di interesse. La frequenza di campionamento del segnale dipende dai dati che dovranno essere misurati.
- *Pre-processing*: in questa fase si preparano i dati raccolti ad una futura elaborazione per l'estrazione delle caratteristiche del sistema, in particolare avviene la pulizia dei dati

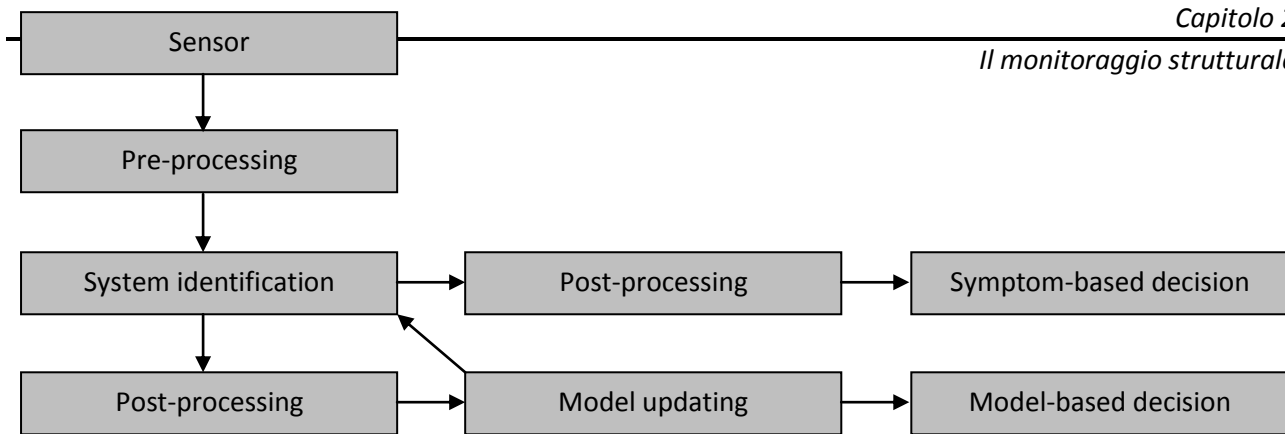
⁴³ Worden K., Manson G.; *Structural Health Monitoring using Pattern Recognition*; in New Trends in Vibration-Based SHM, CISM, Udine, September, 2008.

grezzi e la riduzione della loro dimensione. La fase di pulitura include la rimozione del rumore, dei picchi, degli *outliers* (con questo termine si intende un valore anomalo e aberrante, distante dalle osservazioni disponibili), e il trattamento dei dati dispersi. La riduzione della dimensione cerca di eliminare la ridondanza dei dati. Questo è un processo portato avanti sulla base di giudizi ingegneristici e sulla base dell'esperienza.

- *Feature extraction*: si individuano dei modelli dalla letteratura in base alle caratteristiche tipologiche. Lo scopo è quello di far esaltare le proprietà della varie classi di danno e di eliminare il comportamento normale di fondo. Ci si può basare su dati statistici o su valutazioni ingegneristiche.
- *Post-processing*: è la fase finale per la preparazione di un modello di riferimento, spesso viene inclusa nella fase *feature extraction*. Viene eseguita la normalizzazione delle caratteristiche dei vettori come richiesto dal modello dell'algoritmo di riconoscimento. Un'elaborazione più approfondita può essere affrontata trasformando non-linearmente i dati al fine di ottenere una distribuzione di probabilità.
- *Pattern recognition*: è la fase più critica del processo. I vettori caratteristici passano attraverso un algoritmo in grado di classificare i dati. Esistono tre tipi di algoritmi sulla base della diagnosi desiderata: *novelty detection*, *classification*, *regression*.
- *Decision*: sulla base dei risultati della fase precedente si prendono le decisioni. Questa fase può essere eseguita dall'uomo oppure può essere automatizzata.

2.2.4.2 Model driven approach

L'approccio basato su modelli permette di affrontare più facilmente situazioni nuove o impreviste, dal momento che questa tecnica può integrare e replicare una ampia gamma di comportamenti, anche se non osservati precedentemente nei sistemi reali, questo perché tale approccio si basa su modelli matematici e non su raccolte dati disponibili. Quando lo stato di un sistema si discosta dal comportamento operativo previsto, si può continuare a lavorare con l'aggiornamento dei parametri fisici che descrivono la nuova situazione. Grazie a questa capacità questo metodo non utilizza le informazioni storiche che sono richieste dal *data driven approach*.

Figura 8⁴⁴ - Fasi del *model driven approach*.

La fase di *System identification* ha lo scopo di estrarre informazioni sul modello del sistema. L'identificazione è il nucleo di ogni processo di caratterizzazione dinamica. Nella fase di *post-processing* si sottolinea che i parametri individuati sono espressi nella forma più conveniente (ad esempio quantità modale o FRP, invece di matrici *state-space*) e che i dati ottenuti dalle varie successioni di identificazione possono essere trattati su base statistica. La fase successiva consiste nella *symptom-based decision* dove i parametri variati o anomali vengono associati al danno e l'affidabilità può essere definita come una funzione delle quantità identificate che riflette il danno, riferito ad un sintomo. Nel processo di *model updating* un modello numerico (ad esempio FEM) viene aggiornato sulla base dei parametri identificati. L'aggiornamento del modello può essere diretto (correzione del singolo passaggio) o indiretto (minimizzazione ricorsiva di una funzione di penalità). Infine nell'ultima fase, *model-based decision*, avviene la classica analisi di affidabilità.

2.2.5 La strategia di monitoraggio: statico vs dinamico

La strategia di monitoraggio che può essere applicata include una distinzione tra monitoraggio statico, volto al continuo rilevamento di gradualità, lente variazioni di alcuni parametri in periodi di tempo piuttosto lunghi, e monitoraggio dinamico, orientato al controllo di proprietà dinamiche della struttura monitorata sia in condizioni operative sia durante eventi straordinari (ad esempio terremoti).

Il monitoraggio statico richiede vengano regolarmente misurate piccole variazioni su lunghi periodi. Possono essere sufficienti poche misurazioni per minuto, in alcuni casi per ora, al fine di ottenere indicazioni sul parametro soggetto a variazione che può essere causata da cicli climatici giornalieri o da periodi effetti gradualità.

Il monitoraggio dinamico ha lo scopo di fornire una caratterizzazione dinamica o di risposta sismica della struttura. Il monitoraggio dinamico può essere portato avanti puntualmente o

⁴⁴ Worden K., Manson G.; *Structural Health Monitoring using Pattern Recognition*; in New Trends in Vibration-Based SHM, CISM, Udine, September, 2008.

periodicamente attraverso strumenti in grado di eseguire test dinamici misurando le vibrazioni caratteristiche della struttura indotte da forzanti esterne o da fenomeni naturali. Un'altra possibilità è quella di installare sistemi permanenti capaci di auto attivarsi e catturare il moto della struttura ogniqualvolta avviene un microsisma oppure una significativa fonte di vibrazione supera una determinata soglia (monitoraggio *trigger-based*). Il monitoraggio dinamico continuo necessita di grandi disponibilità di memoria dati per la raccolta nel sistema di acquisizione. Il monitoraggio dinamico è stato molto sviluppato sia per implementare l'individuazione del danno basata su algoritmi che riguardano il cambiamento delle forme modali dei parametri del sistema strutturale (come la frequenza naturale, i modi di vibrare e il rapporto di smorzamento) che possono essere relazionati al danno e sia per controllare la risposta dinamica durante eventi eccezionali (forti venti, microsismi o terremoti).

2.3 Requisiti del monitoraggio strutturale

Nella fase di progettazione di sistemi di monitoraggio automatici si devono valutare attentamente i seguenti aspetti:

- *Condizioni ambientali*: la scelta della strumentazione e dello schema dei cavi deve essere deciso dopo una analisi dettagliata sulle condizioni ambientali affinché si possa garantire la necessaria protezione del sistema, l'assenza di rumore elettrico e condizioni accessibili per l'installazione dei sensori.
- *Accuratezza*: si devono considerare tutti i tipi di errore (sistematici o casuali) che possono influire sui dati rilevati dalla strumentazione. È importante valutare non solo la precisione di ogni trasduttore ma anche quella dell'intero sistema.
- *Affidabilità*: se un sistema di monitoraggio viene lasciato permanentemente in una struttura, viene richiesto un alto grado di affidabilità. È inoltre necessario individuare automaticamente possibili sensori difettosi o malfunzionamenti del sistema.
- *Flessibilità*: gli aggiornamenti del sistema, sostituzione o integrazione di alcuni sensori è necessaria durante il ciclo di vita del sistema.
- *Manutenzione*: devono essere programmate periodiche ispezioni per garantire l'affidabilità del sistema, qualora si verificassero eventi eccezionali tali manutenzioni sono fortemente richieste.

2.4 Elaborazione automatica dei dati

Il monitoraggio strutturale può essere definito come un controllo continuo sul comportamento di una struttura, basato sul comportamento passato di tale struttura durante il suo ciclo di vita, in termini di risposta e prestazioni sotto condizioni operative di carico e condizioni ambientali. Il nucleo centrale di ogni sistema di monitoraggio è la capacità di identificare automaticamente il danno strutturale, quali cause determinano certe tipologie di danno, la sua collocazione, estensione e gravità⁴⁵. L'automatizzazione del monitoraggio strutturale è di fondamentale importanza per attuare un continuo controllo in tempo reale della struttura.

Lo sviluppo di efficaci metodi di monitoraggio dipende da due fattori: le tecnologie di acquisizione del segnale e gli algoritmi di interpretazione del segnale. Per quanto concerne il primo fattore si è raggiunto un buon livello di accuratezza negli ultimi anni, mentre, per quanto riguarda il secondo fattore, sono stati proposti diversi metodi di identificazione del danno basati sulla dinamica, relazionati a diversi sistemi strutturali⁴⁶.

Molte applicazioni sono state implementate e documentate in letteratura, come diversi metodi rivolti alla valutazione delle prestazioni di strutture dell'ingegneria sotto condizioni operative.

Alcuni di questi metodi si basano sul controllo diretto o indiretto delle variazioni della risposta strutturale, strettamente legate alle caratteristiche dinamiche del sistema (frequenze naturali di vibrazione, forme modali, ecc.), specialmente come risultato del danno causato da eventi straordinari. Tuttavia una delle limitazioni principali di queste tecniche è che hanno bisogno di un certo grado di intervento dell'utente durante la fase di estrazione dei parametri modali della struttura. Questo aspetto non soddisfa le richieste del sistema di monitoraggio, il quale dovrebbe essere, teoricamente, totalmente autonomo. Non si tratta di un problema di facile risoluzione, infatti le tecniche di identificazione dinamica richiedono interazioni con utenti esperti. Inoltre lo sforzo computazionale è un altro fattore che influisce negativamente sulla diffusione di metodi per l'identificazione dinamica da applicare a sistemi di monitoraggio strutturale e alla valutazione del danno.

Nello stato dell'arte attuale non esiste una chiara distinzione in letteratura tra stima dei parametri modali (*Modal Parameter Estimation, MEP*), che riguarda l'estrazione di parametri modali da una singola registrazione di dati, e il monitoraggio modale cioè dello studio dell'evoluzione dei parametri modali della struttura attraverso ripetuti MEP.

⁴⁵ Sikorsky C., *Development of a Healthy Monitoring System for Civil Structures Using a Level IV Non-destructive Damage Evaluation Method*, F.K. Chang, Structural Health Monitoring, 2000, pag.68–81.

⁴⁶ Kim J.T., Ryu Y.S., Cho H.M., Stubbs N., *Damage Identification in Beam-type Structures: Frequency-based Method vs Mode-shape-based Method*, Engineering Structures, 2003, 25, 57–67.

Negli ultimi anni, in parallelo, anche le procedure di rilevazione del danno basate su monitoraggi statici sono diventate sempre più importanti specialmente attraverso una combinazione di entrambi gli approcci.

I sistemi che si autogestiscono sono capaci di valutare continuamente il comportamento strutturale. Inoltre questi approcci permettono di supportare attivamente l'operatore che si occupa del sistema di monitoraggio. Sulla base di precise conoscenze delle condizioni strutturali, il danno e il deterioramento della struttura possono essere accuratamente previsti. In aggiunta, il ciclo di vita del sistema può essere esteso con tempestività con costi di manutenzione relativamente bassi. Come risultato, i costi operativi e di riparazione risultano più bassi e la sicurezza strutturale significativamente incrementata. Sistemi indipendenti devono soddisfare due basilari richieste che fanno la differenza tra i sistemi convenzionali e i sistemi automatici:

- Provvedere ad una autogestione del sistema come proprietà intrinseca, la quale include auto-recupero, auto-configurazione, auto-ottimizzazione e auto-protezione.
- Verificare ed applicare qualsiasi processo di monitoraggio indipendentemente.

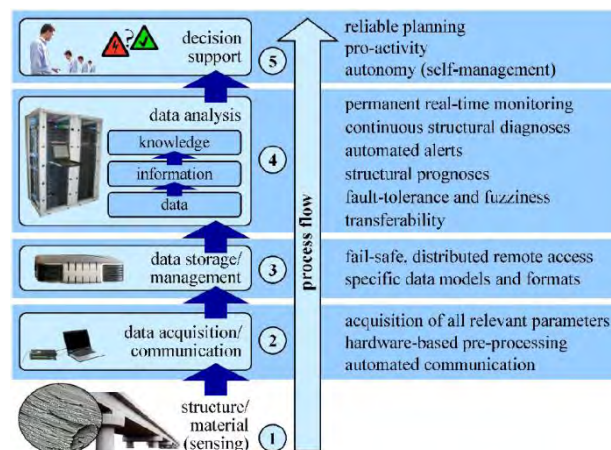


Figura 9 - Processo di acquisizione delle conoscenze con SHM e caratteristiche fondamentali che devono essere fornite dai moderni sistemi.

Questi processi di monitoraggio, che vengono ciclicamente eseguiti dai sistemi SHM automatici, sono espone nella figura 10. Attraverso una rete di sensori installati sulla struttura (1), i dati strutturali ed ambientali vengono raccolti da strumenti di rilevamento (2) che li processano e li trasferiscono in una unità di acquisizione dati per una memorizzazione permanente (3) e per le successive e maggiormente approfondite analisi (4). I risultati delle elaborazioni serviranno da base per la fase decisionale (5). Infatti, se il software è il cuore del sistema di monitoraggio, l'operatore è il cervello in quanto è l'unico con le capacità e le conoscenze necessarie per

prendere decisioni sui risultati dell'elaborazione dei dati: ispezioni e controlli sulla struttura, progetto di interventi strutturali e di misure di riparazione, azioni di emergenza.

2.4.1 Monitoraggio automatico dei dati statici

Le tecniche di monitoraggio statico consentono di identificare il processo di danneggiamento attraverso il controllo di risposte strutturali statiche (di solito vengono monitorati gli spostamenti o le deformazioni sotto l'effetto della temperatura). Questo tipo di controllo richiede l'implementazione di complessi sistemi di monitoraggio permanenti, consentendo una continua valutazione delle attuali condizioni di sicurezza della struttura.

La risposta strutturale statica viene comparata con le risposte dei modelli statici creati⁴⁷. Tuttavia la creazione di questi modelli può diventare onerosa in termini computazionali e può non riflettere accuratamente il comportamento reale della struttura. Le difficoltà e le incertezze crescono in presenza di complesse strutture dell'ingegneria civile, come nel caso di edifici monumentali, in questo caso, risulta impossibile creare un unico modello comportamentale della struttura⁴⁸.

Quando i modelli comportamentali non sono usati (*data driven approach*) vengono richiesti lunghi periodi di osservazione al fine di produrre affidabili informazioni⁴⁹.

Per il monitoraggio statico le ricerche sull'identificazione e localizzazione del danno sono state effettuate solo recentemente⁵⁰.

Nonostante la crescita e la costante ricerca per lo sviluppo dei sistemi di monitoraggio statico, nessuna affidabile strategia è stata proposta o testata in larga scala su strutture dell'ingegneria civile⁵¹.

Il numero di strutture monitorate sta crescendo, così il monitoraggio statico produce un grande numero di dati in differenti formati⁵² dai quali è necessario estrarre le informazioni. Tipicamente si utilizza un approccio statistico⁵³. Queste metodologie esaminano ed individuano ogni

⁴⁷ Robert-Nicoud Y., Raphael B., Burdet O., Smith I.F.C., *Model Identification of Bridges Using Measurement Data*, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, **20**(2), 2005, pag.118–131.

⁴⁸ Del Grosso A., Lanata F., *Model Data analysis and Interpretation for Long-term Monitoring of Structures*, International Journal for Restoration of Buildings and Monuments, **7**, 2001, pag.285–300.

⁴⁹ Masri S.F., Sheng L.H., Caffrey J.P., Nigbor R.L., Wahbeh M., Abdel-Ghaffar A.M., *Application to a Webenabled Real-time Structural Health Monitoring System for Civil Infrastructure Systems*, Smart Materials and Structures, **13**, 2004, pag.1269–1283.

⁵⁰ - Del Grosso A., Inaudi D., Lanata F., *Strain and Displacement Monitoring of a Quay Wall in the Port of Genoa by Means of Fibre Optic Sensors*, 2nd European Conference on Structural Control, Paris, France, July 3–7, 2000.

- Omenzetter P., Brownjohn J.M.W., Moyo P., *Identification of Unusual Events in Multi Channel Bridge Monitoring Data*, Mechanical Systems & Signal Processing, **18**(2), 2004, pag.409–430.

⁵¹ Lanata F., *Damage detection algorithms for continuous static monitoring of structures*, PhD Thesis, University of Genoa, DISEG, Italy, 2005.

⁵² Sohn H., Czarneski J.A., Farrar C.R., *Structural Health Monitoring Using Statistical Process Control*, Journal of Structural Engineering, **126**(11), 2000, pag.1356–1363.

⁵³ Del Grosso A., Lanata F., Torre A., *Recent Structural Health Monitoring applications in Italy*, 3rd European Structural Health Monitoring, 2006, pag.439 – 446.

cambiamento avvenuto nelle serie temporali e possono essere pienamente inserite nel *data driven approach*⁵⁴.

Nel 2006 Del Grosso⁵⁵ ha proposto una procedura capace di identificare anomalie sul comportamento nell'acquisizione dati senza l'utilizzo di riferimenti a modelli comportamentali. Questa metodologia può essere anche applicata a generali classi di strutture dell'ingegneria civile con piccoli rischi di generali falsi positivi oppure falsi negativi. Un altro importante aspetto di questo approccio risiede nel fatto che è applicabile per interi cicli di vita della struttura, avendo la capacità di adattarsi ai nuovi stati strutturali.

Smarsly nel 2010⁵⁶ ha introdotto un approccio di monitoraggio ibrido (statico e dinamico) chiamato *Autonomous Monitoring System On Software Agents (AMBOS)*.

Infine, nel 2011, Spencer & Agha⁵⁷ dell'*University of Illinois at Urbana-Champaign* hanno rilasciato un programma gratuito sviluppato in *Matlab* (*ISHMP, Illinois Structural Health Monitoring Project*) per i sistemi di monitoraggio ibrido (statico e dinamico) dotati di sensori wireless espressamente progettato per grandi strutture, in particolare per i ponti.

2.4.2 Identificazione automatica dei parametri modali

Il primo approccio al problema dell'identificazione automatica dei parametri modali è abbastanza recente⁵⁸. Infatti con il rapido sviluppo e la comprovata affidabilità delle tecniche di analisi modale sotto condizioni operative, c'è stato un aumento dell'attenzione su questo scopo da parte della comunità scientifica, che ha portato alla formulazione di diversi metodi per l'identificazione automatica e il monitoraggio dei parametri modali⁵⁹. Essendo derivate dalle tecniche disponibili dell'identificazione dinamica *out-put only*, queste procedure possono essere classificate in due categorie: tecniche basate (i) su sistemi e teorie di controllo (nel dominio delle frequenze o del tempo) o su (ii) la classica analisi del segnale.

⁵⁴ Brownjohn J., Tjin S.C., Tan G.H., Tan B.L., Chakraborty S., *A Structural Health Monitoring Paradigm for Civil Infrastructure*, 1st FIG International Symposium on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering, Nottingham, United Kingdom, June 28 – July 1, 2004
- Omenzetter P., Brownjohn J.M.W., *Applications of Time Series Analysis for Bridge Monitoring*, Smart Materials and Structures, 15(1), 2006, pag.129–138.

⁵⁵ Del Grosso A., Lanata F., Inaudi D., Posenato D., *Data management and damage identification for continuous static monitoring of structures*, 4th World Conference on Structural Control and Monitoring, 11-13 jul 2006

⁵⁶ Smarsly K., *An autonomous computing approach towards monitoring of civil engineering structures*, Asian Journal of civil engineering (building and housing), vol. 11, no.2, 2010, pag. 149-163

⁵⁷ Spencer B.F. Jr, Agha G., *ISHMP: Matlab-based GUI User's Guide*, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2011

⁵⁸ Verboven, P., Parloo, E., Guillaume, P., and Van Overmeire, M., *Autonomous structural health monitoring –Part I: modal parameter estimation and tracking*, Mechanical Systems and Signal Processing, 16(4), pp.637-657, 2002.

⁵⁹ - Brincker, R., Andersen, P., Jacobsen, N.J., *Automated Frequency Domain Decomposition for Operational Modal Analysis*, Proceedings of the 25th SEM International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA, 2007.

- Deraemaeker, A., Reynders, E., De Roeck, G., Kullaa, J., *Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment*, Mechanical Systems and Signal Processing, 22, pp. 34-56, 2008.

- Rainieri, C., Fabbrocino, G., Cosenza, E., *Automated Operational Modal Analysis as structural health monitoring tool: theoretical and applicative aspects*. Key Engineering Materials. Vol. 347. pp. 479-484, 2007.

Nel primo caso, quando i classici metodi di identificazione modale vengono applicati ai dati sperimentali, l'ordine del modello è generalmente sovrastimato, così come l'identificazione di tutti i modi fisici presenti nella banda di frequenze di interesse. Comunque i modi fisici e matematici devono essere separati. Questo compito richiede una forte interazione tra utenti esperti e l'uso di specifiche strumentazioni, come diagrammi di stabilizzazione di provata efficienza⁶⁰.

La selezione di poli fisici è un'operazione complessa: la difficoltà e il tempo necessario all'elaborazione e all'analisi dei dati dipendono da diversi fattori, come la prestazione degli stimatori (sebbene siano stati registrati interessanti progressi), la qualità dei dati (sempre affetta da un certo livello di rumore) e l'esperienza dell'utente⁶¹. È chiaro che le estese interazioni tra utenti e strumenti di analisi costituiscono il maggior ostacolo all'integrazione delle metodologie in un contesto di continuo monitoraggio strutturale.

La prima metodologia proposta per l'identificazione automatica dei parametri modali era basata sulla cosiddetta tecnica *Least Square Complex Frequency* (LSCF)⁶². La selezione dei poli fisici era basata su una serie di criteri sia deterministici che stocastici, nonché su un approccio indistinto per il raggruppamento in gruppi. Tuttavia gli algoritmi per la selezione dei poli fisici sono abbastanza complessi e richiedono un duro sforzo computazionale.

Usando la tecnica di identificazione nel dominio del tempo (*Stochastic Subspace Identification*, SSI)⁶³, nel 2006 un algoritmo in *Matlab* è stato implementato per il monitoraggio dinamico applicato a ponti in cemento armato rinforzato e per la determinazione dei danni indotti⁶⁴.

Deraemaeker nel 2008 ha proposto una procedura automatica per l'analisi modale *out-put only* basata anche sulla tecnica SSI. È importante per il monitoraggio l'evoluzione nel tempo dei parametri modali ma questa richiede una iniziale interazione dell'utente, infatti, l'iniziale serie di parametri modali deve essere in primo luogo identificata attraverso la tecnica SSI usando diagrammi di stabilizzazione.

Una procedura automatica completa per l'identificazione dei parametri modali, sempre basata su tecniche SSI, è stata proposta da Andersen nel 2007⁶⁵. Questa procedura è basata sulla creazione di diagrammi di stabilizzazione secondo il cosiddetto approccio *multipach subspace*. L'estrazione

⁶⁰ Soderstrom, T., *On model structure testing in system identification*, Automatica, 11, pp. 537-541, 1975.

⁶¹ Lanslots, J., Rodiers, B., Peeters, B., *Automated Pole-Selection: Proof-of-Concept and Validation*, *Proceedings of International Conference on Noise and Vibration Engineering*, Leuven, Belgium, 2004.

⁶² Verboven, P., Parloo, E., Guillaume, P., Van Overmeire, M., *An automatic frequency domain modal parameter estimation algorithm*, *Journal of Sound and Vibration*, 265, pp. 647-661, 2003.

⁶³ Van Overschee, P., De Moor, B. *Subspace Identification for Linear Systems: Theory – Implementation – Applications*. Dordrecht, the Netherlands: Kluwer Academic Publishers, 1996.

⁶⁴ Mita A., Inamura T., Yoshikawa S., *Structural health monitoring system for buildings with automatic data management system*, 4th International Conference on Earthquake Engineering Taipei, Taiwan October 12-13, 2006.

⁶⁵ Andersen, P., Brincker, R., Goursat, M., Mevel L., *Automated Modal Parameter Estimation For Operational Modal Analysis of Large Systems*, *Proceedings of the 2nd International Operational Modal Analysis Conference*, Copenhagen, Denmark, Vol. 1, pp. 299-308, 2007.

dei poli fisici viene poi eseguita usando la teoria dei grafi. L'algoritmo sembra essere piuttosto veloce, quindi, adatto per l'uso nel contesto dei sistemi di monitoraggio. Sono, tuttavia, necessari ulteriori sviluppi nel rispetto dell'efficienza numerica del metodo.

La tecnica di identificazione basata sull'analisi del segnale, il cosiddetto metodo *Time Domain Filtering*⁶⁶, era stata introdotta nel monitoraggio continuo e nell'estrazione automatica dei parametri modali. È basata sull'applicazione di un filtro passabanda alla risposta del sistema in modo da separare i modi nello spettro. I limiti di questa procedura stanno nel fatto che il filtro è statico e, soprattutto, specificato dall'utente sulla base della densità spettrale di potenza (*Power Spectral Density*, PSD) del segnale di risposta. Tuttavia, dato che l'estrazione è sconosciuta, può essere abbastanza difficile identificare la banda della frequenza dei modi solo attraverso strumenti di PSD, inoltre nel caso di modi ravvicinati, è abbastanza difficile, se non impossibile, definire correttamente i limiti e perciò essere capaci di seguire le variazioni delle frequenze naturali a causa, per esempio, di fattori ambientali.

Brincker⁶⁷ nel 2007 ha presentato un algoritmo per automatizzare la decomposizione del dominio delle frequenze (*Frequency Domain Decomposition*, FDD) in modo da rimuovere ogni tipo di interazione dell'utente e dare la possibilità di usare l'algoritmo nei sistemi di monitoraggio dinamico. Tale algoritmo è basato sull'identificazione dei cosiddetti domini modali attorno ad ogni picco identificato nei singoli valori di decomposizione della matrice PSD, attraverso strumenti di identificazione dei limiti nel dominio modale e nelle funzioni di coerenza modale. Viene suggerito adottare dei valori limite di 0,8 per entrambe le funzioni. Tuttavia, mentre il limite per gli indicatori di coerenza modale è giustificato sulla base di deviazioni standard sulla correlazione tra vettori casuali e tra il numero di canali di misurazione, invece, esistono poche indicazioni vengono riportati sui limiti degli indicatori del dominio modale.

Magalhães⁶⁸ nel 2008 ha leggermente modificato il sopracitato approccio per l'identificazione automatica dei parametri modali e ha applicato la versione aggiornata al monitoraggio continuo del ponte *Infante D. Henrique*. In questo caso anche una procedura automatica per l'identificazione automatica basata sul metodo *Covariance-Driven Stochastic Subspace Identification* (cSSI) era stato proposto insieme ad un raggruppamento gerarchico di algoritmi in raggruppamenti di poli stabili.

⁶⁶ Guan, H., Karbhari, V.M., Sikorski, C.S., *Timedomain output only modal parameter extraction and its application*, Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference, Copenhagen, Denmark, pp. 577-584, 2005.

⁶⁷ Brincker, R., Andersen, P., Jacobsen, N.J., *Automated Frequency Domain Decomposition for Operational Modal Analysis*, Proceedings of the 25th SEM International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA, 2007.

⁶⁸ Magalhães, F., Cunha, A., Caetano, E., *Permanent monitoring of "Infante D. Henrique" bridge based on FDD and SSI-COV methods*, Proceedings of ISMA2008, Leuven, Belgium, 2008.

A riguardo dell'algoritmo automatico FDD è necessario notare che, più il livello di rumore aumenta negli spettri, più la procedura perde efficacia. Inoltre, dopo la definizione della risoluzione delle frequenze e della banda di frequenza, deve essere impostata la soglia di rifiuto basata sul *Modal Assurance Criterion* (MAC)⁶⁹. Questo valore viene identificato per ogni struttura monitorata attraverso un certo numero di analisi di sensibilità, quindi, attraverso un processo di calibrazione *time-consuming*. È stato proposto l'uso di valori molto bassi (0,4) di livelli di rifiuto, con il risultato che il numero di sensori viene limitato, se la struttura ha modi ravvicinati o forme modali simili, la procedura presenta alcuni problemi di prestazioni.

L'automatizzazione del cSSI sembra essere efficace in caso di modi ravvicinati ma mostra una capacità diminuita per identificare i modi scarsamente eccitati. L'applicazione di algoritmi di raggruppamento consente una identificazione affidabile dei modi della struttura, comunque, anche in questo caso è necessario identificare un numero di parametri attraverso una iniziale calibrazioni del sistema.

Gli algoritmi automatici per l'identificazione dei parametri modali è stata recentemente proposta anche per il cosiddetto *Second Blind Identification*⁷⁰ e per metodi basati sul calcolo delle funzioni di trasmissibilità⁷¹.

Per i metodi *Second Order Identification* tutti i modi al di fuori di un certo intervallo delle frequenze di interesse vengono rifiutati come tutte le fonti le cui serie temporali sono caratterizzate da errori di interpolazioni più alti del 10 % della funzione teorica di autocorrelazione per singoli gradi di libertà dei sistemi. In seguito, l'effettiva selezione dei modi della struttura è basata sul calcolo dei fattori di confidenza. Il principale vantaggio in questa procedura, nei confronti del metodo SSI, è rappresentato dalla riduzione dei costi computazionali. Inoltre, non è necessario definire in anticipo il sistema per il modello. Tuttavia, la maggiore limitazione è collegata al fatto che ha bisogno di un numero di sensori non inferiore al numero di modi attivi. Finora, l'algoritmo è stato applicato solo a dati simulati. La sua efficacia nel caso di misurazioni reali non è ancora stata validata, sebbene le prime applicazioni offrano risultati incoraggianti.

Le procedure di identificazione dinamica *out-put only* sono basate sulle funzioni di trasmissibilità approfittando di usi combinati di decomposizione in valori singolari e diagrammi di stabilizzazione per la selezione di modi strutturali. Il calcolo dei diagrammi di stabilizzazione dalle funzioni di

⁶⁹ Allemang, R.J., Brown, D.L., *A correlation coefficient for modal vector analysis*, Proceedings of the 1st SEM International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA, 1982.

⁷⁰ Poncelet, F., Kerschen, G., Golinval, J.C., *In-orbit vibration testing of spacecraft structures*, Proceedings of ISMA 2008, Leuven, Belgium, 2008.

⁷¹ Devriendt, C., De Troyer, T., De Sitter, G., Guillaume, P., *Automated operational modal analysis using transmissibility functions*, Proceedings of ISMA 2008, Leuven, Belgium, 2008.

trasmissibilità fornisce allineamenti verticali di poli stabili, i quali, tuttavia, non necessariamente corrispondono ai poli strutturali del sistema.

È quindi necessario sviluppare un ulteriore strumento di selezione, il quale è il calcolo del valore singolare di decomposizione di una matrice a due colonne, rappresentativa della funzione di trasmissibilità valutata per differenti condizioni di carico. Poiché tutte le funzioni di trasmissibilità convergono sullo stesso valore in corrispondenza di poli stabili del sistema, questa matrice assume per ogni poli un rango uguale per ognuna. Quindi, è sufficiente guardare al grafico del secondo valore singolare inverso per ricavare i modi strutturali dai relativi picchi. La selezione dei picchi è, anche in questo caso, dipendente dalla definizione della soglia. Nel caso di presenza di rumore questo approccio non sembra essere affidabile. Inoltre per superare tale limite, è stato proposto l'uso di funzioni di appianamento. Ulteriori sviluppi sono perciò necessari per garantire l'efficacia e l'affidabilità degli algoritmi nell'applicazione a casi reali.

Ranieri⁷² nel 2008 ha proposto un algoritmo automatico per l'identificazione dei parametri modali usando la tecnica FDD, la quale è basata sul calcolo ripetuto di singolari valori di decomposizione della matrice PSD per un determinato numero di registrazioni e sulla costruzione di un diagramma MAC in funzione della frequenza, il quale è simile alla funzione di coerenza. Esaminando la sequenza dei valori MAC di ogni frequenza, è possibile identificare l'effettiva larghezza di banda di ogni modo per poterlo utilizzare nell'estrazione dei parametri modali.

Ranieri & Fabbrocino⁷³ nel 2011 ha proposto una nuova strategia per l'analisi modale operativa automatica basata sulla combinazione di differenti metodi di analisi modali *out-put only*. L'idea di base è la possibilità di semplificare l'analisi e interpretazione dei diagrammi di stabilizzazione tipici dei metodi parametrici ed, infine, la separazione tra modi fisici e matematici attraverso una fase preliminare di *Blind Source Separation* (BSS)⁷⁴ eseguita in conformità al cosiddetto algoritmo *Second Order Blind Identification* (SOBI)⁷⁵. Lo scopo principale dello sviluppo della strategia è un'accurata e robusta identificazione dei parametri modali e, in particolare, del rapporto di smorzamento della struttura monitorata.

Nello stesso anno, Reynders & De Roeck⁷⁶ hanno presentato una procedura completamente automatica per la stima dei parametri modali attraverso l'applicazione di analisi di gruppi,

⁷² Rainieri, C., *Operational Modal Analysis for Seismic Protection of Structures*, Ph.D thesis, Naples, Italy, 2008.

⁷³ Rainieri, C., Fabbrocino, G., *ARES, una procedura ibrida per l'identificazione dinamica automatica e il monitoraggio strutturale*, 2011, ANIDIS, Bari, Italy.

⁷⁴ - Ans, B., Héault, J., Jutten, C., *Adaptive neural architectures: detection of primitives*, 1985, COGNITIVA '85, pp. 593-597.

- Poncelet, F., Kerschen, G., Golival, J.C., Verhelst, D., *Output-only modal analysis using blind source separation techniques*, 2007, Mechanical Systems and Signal Processing, pp. 2335-2358.

⁷⁵ Belouchrani, A., Abed-Meraim, K., Cardoso, J.F., Moulines, E., *A blind source separation technique using second-order statistics*, 1997, IEEE Transactions on Signal Processing, pp. 434-444.

⁷⁶ Reynders E., De Roeck G., *Fully automated modal parameter estimation for Structural Health Monitoring*, 2011, EVACES, pp. 477-184.

sviluppata in tre fasi, per l'interpretazione dei diagrammi di stabilizzazione; attraverso l'applicazione di questi algoritmi a 153 serie di dati su vibrazioni ambientali, ottenuti durante l'avanzare progressivo del danno nei test su un ponte a tre campate in cemento, la stabilità e la robustezza delle procedure è stata approvata.

Ubertini⁷⁷ nel 2011 ha presentato un approccio alternativo per la selezione automatica delle stime dei parametri modali ottenuti con il metodo SSI. La metodologia proposta è una versione migliore dell'esistente approccio ed è basata sulle procedure di riduzione del rumore e sulla analisi clustering.

Al fine di ottimizzare il monitoraggio di proprietà dinamiche del nuovo stadio di Braga, in Portogallo⁷⁸ è stato sviluppato un software per processare dati grezzi nelle serie temporali, fornendo un importante risultato sull'influenza dei fattori ambientali sui parametri modali.

2.5 Tipologie di sensori

Un trasduttore è uno strumento in grado di convertire una quantità fisica che definisce la risposta di un sistema (come ad esempio spostamenti, velocità, accelerazione, tensioni, deformazioni, forze, ecc.) in un segnale elettrico proporzionale che dovrà essere elaborato dal sistema di acquisizione dati. I trasduttori possono essere di tipo analogico (il segnale in uscita è una grandezza elettrica che varia in modo continuo), digitale (il segnale in uscita è composto da uno o più segnali digitali che possono assumere solo due livelli di tensione), attivo (non ha bisogno di alimentazione per essere prodotto) o passivo (in tal caso è richiesta una alimentazione). I sensori devono soddisfare le seguenti caratteristiche di prestazione: sensibilità, risoluzione, portata, linearità, isteresi, accuratezza, precisione, isolamento, basso costo, durabilità.

Nel caso di sensori analogici il segnale in uscita è di tipo continuo e richiede un convertitore A/D, mentre nel caso di sensori digitali la conversione A/D viene eseguita già all'interno del sensore.

⁷⁷ Ubertini F., Gentile C., Materazzi A.L., *On the automatic identification of modal parameters by subspace methods*, 2011, EVACES, pp. 493-503.

⁷⁸ Amador S., *Operational Modal Analysis Studio Toolbox - User's guide*, Porto, Portugal, 2010

•ANALOG: temporal and spatial continuos

temperature	Thermocouple, pt100	$\Delta V, \Delta \Omega$
load/force	Load cell	$\Delta \Omega$
strain	Strain gauge, fiber	$\Delta \Omega$
acceleration	Accelerometer	ΔQ
sound	Microphone	ΔQ
displacement	Potenzioni, LVDT, resolver	ΔV

•DIGITAL: temporal discrete

displacement	Encoder, CCD, Laser	pulse
state	Limit switch	ΔV
frequency	counter	pulse

Figura 10 - sensori, monitoraggio strutturale⁷⁹

La strumentazione e i sensori comunemente usati nei sistemi di monitoraggio sono di seguito elencati e descritti. Sono stati suddivisi in due categorie: A) sensori tradizionali e B) sensori innovativi.

A) Sensori tradizionali

- Pendoli: pendoli diretti oppure inversi sono utilizzati per misurare con accuratezza eventuali spostamenti di grandi strutture orizzontali come dighe, ponti o altre tipologie di strutture. L'estremità superiore del filo di acciaio è ancorata alla struttura sotto osservazione, un peso sospeso nell'estremità inferiore è libero di muoversi in un serbatoio d'olio, l'olio serve a smorzare le oscillazioni del filo. Gli spostamenti relativi del filo possono essere misurati usando un lettore ottico.

Figura 11 - Pendolo diretto e rovescio⁸⁰.

⁷⁹ Casarin F., Bello E., *Structural Monitoring*, atti di Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions, 2010.

- Sonde inclinometriche: consentono di individuare spostamenti relativi in strutture sotterranee o fuori terra.



Figura 12 - Inclinometro fisso da foro⁸¹.

- Inclinometri: misurano la variazione di inclinazione di elementi strutturali. Il segnale in uscita è proporzionale all'angolo di inclinazione raggiunto dallo strumento rispetto alla direzione della verticale.



Figura 13 - Inclinometro da parete⁸².

- Strain gauges: misurano le deformazioni come un allungamento tra coppie di punti strutturali. Ci sono due tipi di sensori comunemente usati: strain gauges a resistenza elettrica o strain gauges a corde vibranti. Sono stati sviluppati in diversi sistemi di monitoraggio anche strain gauges a fibra ottica.

⁸⁰ www.agisco.it/wp-content/uploads/2014/10/Pendoli-Diritti-Roveschi-rel-3-giugno-2012.pdf

⁸¹ www.agisco.it/wp-content/uploads/2013/12/InclinometroFisso-rel-01-apr-2008.pdf

⁸² www.agisco.it/wp-content/uploads/2013/12/Inclinometro-Parete-rel-1-apr-2008.pdf

Figura 14 - Strain gauges usato sull'acciaio⁸³.

- Trasduttori di spostamento (o estensimetri, nella terminologia inglese *linear variable differential transformer LVDT*): sono usati per descrivere lo sviluppo nel tempo di fessure presenti nella struttura in specifiche aree accuratamente scelte per ottenere risultati significativi. Si dovrebbero inserire due estensimetri per il piano dell'elemento strutturale nel quale si possono verificare entrambe le deformazioni assiali (contrazione ed espansione nella direzione perpendicolare della fessura) e fenomeni di slittamento. Se possibile, le misure ridondanti garantiscono l'affidabilità dei risultati ottenuti.

Figura 15 - Estensimetro da parete a resistenza elettrica⁸⁴.

- Termocoppie (o termometri): misurano la temperatura dell'aria. Per misurare la temperatura su specifici elementi strutturali in una specifica posizione di interesse termico sono stati sviluppati termoresistori e rilevatori di resistenza di temperatura (RDT).
- Igrometri: misurano l'umidità dell'aria.

⁸³ www.soilinvestigation.com.sg⁸⁴ www.gefran.com/it



Figura 16 - Igrometro⁸⁵

- Anemometri: misurano la velocità o la pressione del vento.



Figura 17 - Anemometro a coppette digitali⁸⁶.

- Sensori di pressione: servono per misurare la forza prodotta dalle collisioni delle molecole di un gas contro il supporto sensibile.



Figura 18 - Trasduttore di pressione⁸⁷.

⁸⁵ www.pce-instruments.com/italiano

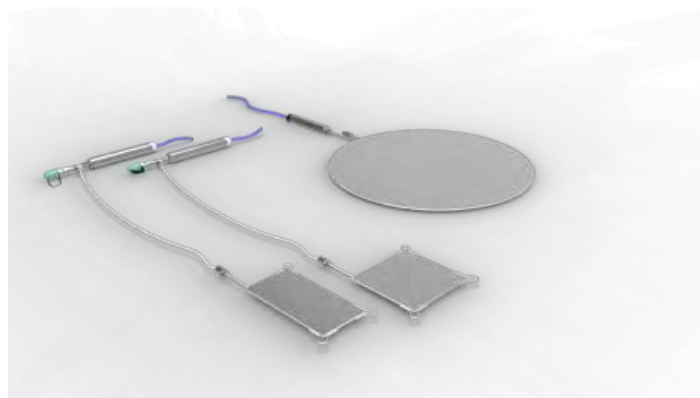
⁸⁶ www.pce-instruments.com/italiano

⁸⁷ www.hbm.com/it

- Celle di carico: vengono usate nel monitoraggio dei tiranti, della catene, delle chiodature, delle bullonature, dei diaframmi, dei muri di contenimento, di carichi applicati all'esterno vincolati ad un elemento trave o sulla testa di un palo.

Figura 19 - Celle di carico⁸⁸.

- Celle di pressione idrauliche: vengono usate per valutare l'andamento delle tensioni nel piano di giacitura dei maschi murari o nel terreno, man mano che variano le condizioni di carico. La cella è costituita da due lamine di acciaio saldate lungo tutto il perimetro e separate internamente da una sottile cavità che viene saturata sotto vuoto con olio disareato che garantisce la massima rigidità. Le celle di pressione idraulica sono progettate per misurare la pressione totale esercitata al contatto tra due differenti materiali o strutture, possono anche essere annegate nel terreno o nel calcestruzzo per determinare lo stato di sforzo.

Figura 20 - Celle di pressione idrauliche⁸⁹.

- Accelerometri: misurano le accelerazioni indotte da vibrazioni naturali oppure da forzanti esterne. Il principio operativo dello strumento consiste nell'individuazione dell'inerzia della massa quando è soggetta ad accelerazioni.

⁸⁸ www.hbm.com/it⁸⁹ www.sisgeo.it

Gli accelerometri possono essere: i) accelerometri piezoelettrici, ii) accelerometro capacitivi e piezoresistivi, iii) accelerometri *force-balance*.

i) *Accelerometri piezoelettrici*: l'elemento attivo dell'accelerometro è del materiale piezoelettrico, il quale, su un lato, è collegato rigidamente alla base del sensore, mentre sull'altro è attaccato ad una massa sismica. Quando l'accelerometro è soggetto a vibrazioni, la forza generata da tale fenomeno agisce sull'elemento piezoelettrico. Questa forza è uguale al prodotto dell'accelerazione per la massa sismica. A causa dell'effetto piezoelettrico viene generata una carica elettrica in uscita proporzionale alla forza applicata che l'ha generata. I vantaggi di questo tipo di accelerometri sono rappresentati dal fatto che sono trasduttori attivi, per cui non necessitano di alimentazione elettrica, sono stabili e hanno un comportamento lineare sopra ampie frequenze e in campo dinamico. Hanno lo svantaggio di non poter misurare accelerazioni quasi statiche, infatti il materiale piezoelettrico genera un segnale elettrico quando viene compresso, ma se la compressione permane, il segnale generato tende a dissiparsi dopo un breve periodo, questo fenomeno è detto *leakage*, in seguito ad una accelerazione quasi-statica il segnale si congela per poi dissiparsi, non producendo, quindi, più alcun segnale in uscita.

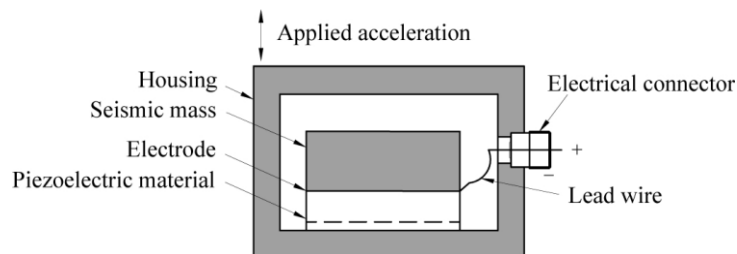


Figura 21 - Schema di funzionamento di un accelerometro piezoelettrico.

ii) *Accelerometri capacitivi e piezoresistivi*: sono strutturati come diaframmi che agiscono come una massa che subisce flessione in presenza di accelerazioni. I sensori piezoresistivi sono composti da travi a sbalzo con una massa all'estremità libera. Gli strain gauges sono fissati alla mensola e, quando eccitati, il differenziale dei segnali di output delle deformazioni è proporzionale all'accelerazione.

Negli accelerometri capacitivi ci sono due piastre fissate nel diaframma che funzionano come due condensatori, ognuno con una propria piastra fissata e ognuno in grado di condividere il diaframma come piastra mobile.

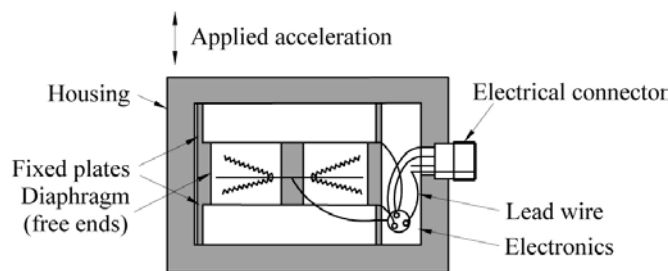


Figura 22 - Schema di funzionamento di un accelerometro capacitivo.

iii) *Accelerometri force-balance*: a differenza dei tradizionali accelerometri, il contenitore ha al suo interno una massa sospesa contrastata da una equivalente molla meccanica. Ci sono due classi di accelerometri *force-balance*: quelli a pendolo, che hanno una massa girevole sbilanciata con uno spostamento angolare e quelli del tipo a non-pendolo, che hanno una massa che è spostata linearmente.

B) Sensori innovativi⁹⁰

Vengono di seguito riportati alcune metodologie innovative sia per quanto riguarda i sensori sia per le unità di raccolta dati.

- Sensori a fibra ottica: negli ultimi anni, i sensori a fibra ottica hanno assunto una considerevole importanza nel campo del monitoraggio strutturale. Rappresentano la giusta scelta per molte applicazioni, per la loro facilità di applicazione, per essere immuni alle interferenze magnetiche e capaci di individuare deformazioni molto piccole con elevata accuratezza per lunghi periodi di osservazione, presentano, però, dei costi piuttosto elevati rispetto alle tradizionali tecnologie⁹¹.

I laboratori dell'Istituto di Misura ed Analisi degli Sforzi (IMAC, *Ecole Polytechnique Fédérale* di Losanna) e dell'Istituto di Meccanica dei Materiali (IMM di Lugano) hanno sviluppato un sistema di monitoraggio a lungo termine chiamato SOFO (*Surveillance of Ouvrages par Fibers Optiques*) basato sull'interferometria a bassa coerenza ed in grado di consentire misurazioni nell'ordine del centesimo di millimetro. Questo sistema di monitoraggio è particolarmente impiegato su ponti, gallerie, dighe ed altre strutture dell'ingegneria civile. Il sistema SOFO richiede l'installazione di due fibre nella struttura che dovrà essere

⁹⁰ Brownjohn J.M.W., *Structural health monitoring of civil infrastructure*, in Phil. Trans. R. Soc. 2007, pp.610-613.

⁹¹ Ross R. M., Matthews S. L., Discussion: in-service structural monitoring - a state of the art review, 1995, pp. 214-217.

monitorata. La prima fibra dovrà essere in contatto meccanico con la struttura nella regione in cui la fessura è attiva e dovrà seguire la deformazione della struttura sia in allungamento sia in accorciamento. L'altra fibra agisce come un riferimento per la temperatura in dipendenza dall'indice di rifrazione⁹².

Il sistema SOFO ha avuto successo in Europa, USA ed in estremo oriente. In Italia ci sono alcune interessanti applicazioni eseguite grazie alla collaborazione tra SMARTEC, TECNITER e il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'università di Genova.



Figura 23 - Sensori a fibra ottica⁹³.

- Sensori di deformazione a base di cemento: sono sensori relativamente nuovi per l'ingegneria civile, vengono prodotti aggiungendo una adeguata proprietà di fibre di carbonio corte in un materiale a base di cemento. Possono percepire tensioni e deformazioni in maniera molto più precisa rispetto ai tradizionali sensori⁹⁴. Sono stati eseguiti ampi studi sulla percentuale di miscela, sul procedimento di fabbricazione, sulle proprietà e i metodi di misurazioni dei sensori di rilevamento, sono, però, necessari ulteriori studi e ricerche⁹⁵.
- Sensori per la misura della corrosione: la corrosione è causa di gravi deterioramenti delle prestazioni strutturali. Così è importante monitorare precisamente il danno indotto da questo fenomeno. Sensori per misurare tale tipo di danno con alta precisione e durabilità sono stati sviluppati e verificati sperimentalmente da Qiao & Ou nel 2007⁹⁶. Viene utilizzato l'approccio tempo-frequenza (trasformata wavelet) per diagnosticare la presenza di corrosione. Per la corrosione elettrochimica, l'energia elettrica generata dalla reazione può

⁹² Inaudi D., *SOFO sensors for static and dynamic measurements*, in Symp. on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering, Nottingham, UK, 2004.

⁹³ www.luchsinger.it

⁹⁴ Ou J.P., Han B.G., *Piezoresistive cement-based strain sensors and self-sensing concrete components*, Journal of Intelligent Material Systems and Structures, 2009, pp. 329-336.

⁹⁵ Han B. G., Yu Y., Han B. Z., and Ou J. P., *Development of a wireless stress/strain measurement system integrated with pressure-sensitive nickel powder-filled cement-based sensors*, Sensors and Actuators: A physical, 2008, pp. 536-543.

⁹⁶ Qiao G.F., Ou J.P., *Corrosion Monitoring of Reinforcing Steel in Cement Mortar by EIS and ENA*, Electrochimica Acta, 2007, pp. 8008-8019.

essere raccolta e poi usata come riserva energetica per i sensori wireless, questo tipo di sensori viene definito *self-harvesting wireless sensor*⁹⁷.

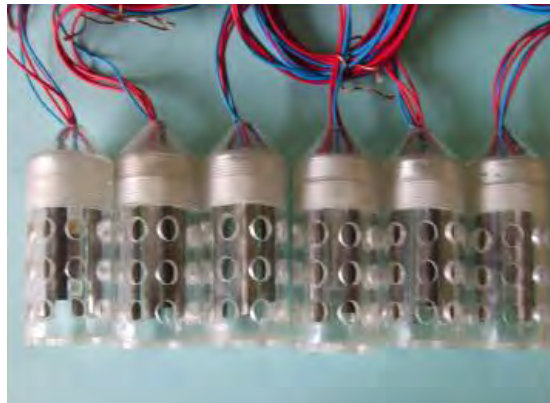


Figura 24 - Sensori per la misurazione della corrosione.

- Sistemi GPS: i GPS hanno fornito nuove possibilità per la diretta misurazione di spostamenti nelle strutture, sostituendo le più tradizionali soluzioni come i vasi comunicanti, il filo a piombo o l'interferometria laser. Un GPS differenziale, il quale dipende dall'esatta misura del tempo di transito delle onde radio dal satellite al ricevitore, consente una diretta misura della deviazione assoluta, evitando diversi problemi che sorgono usando le tradizionali apparecchiature di sistemi ottici. Alcuni recenti progetti dimostrano le potenzialità dei GPS usati come sistemi di monitoraggio come nella torre radio in Giappone⁹⁸ e un gruppo di tre grattacieli a Chicago, dove è stata implementata una veloce fase di post-processing dei dati acquisiti⁹⁹. La principale applicazione dei GPS nei sistemi di monitoraggio è quella che avviene nei ponti sospesi, caratterizzati da basse frequenze e così da lenti spostamenti indotti dalle vibrazioni ambientali¹⁰⁰.
- Reti wireless di sensori: le reti wireless di sensori (in inglese *Wireless Sensor Network WSN*) si possono considerare come reti comprendenti un gruppo di sensori distribuiti su una struttura, comunicanti tra di loro al fine di rilevare, condividere ed elaborare i dati acquisiti dall'ambiente fisico. Di solito queste reti sono composte da un certo numero di elementi capaci di comunicare tra loro, chiamati nodi. Un nodo lavora grazie alle batterie ed è

⁹⁷ Li H., Xiao H.G., Ou J.P., *Electrical property of cement-based composites filled with carbon black under long-term wet and loading condition*, Composites Science and Technology, 2008, pp. 2114-2119

⁹⁸ Li X., Peng G. D., Rizos C., Tamura Y., Yoshida A., *Seismic response of a tower as measured by an integrated RTK-GPS system*, in Symposium on engineering surveys for construction works and structural engineering, Nottingham, UK, 2004

⁹⁹ Kijewski T. L., Correa, Kareem A., *The Chicago monitoring project: a fusion of information technologies and advanced sensing for civil infrastructure*, in Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructures, vol. 2, ed. Z. Wu & M. Abe., Amsterdam, 2003, pp. 1003-1010.

¹⁰⁰ Wong K. Y., Man K. L., Chan W. Y., *Real-time kinematic spans the Gap GPS world*, July, 2001.

equipaggiato con un numero variabile di sensori. I sistemi WSN sono una attrattiva tecnologia: comparati con i tradizionali sistemi cablati, i sistemi WSN riducono considerevolmente i tempi ed i costi d'installazione, come descrive Celebi 2002¹⁰¹, e non sono soggetti a stesura di cavi e strappi o rotture causate da urti o eventi ambientali estremi. Tuttavia i sistemi wireless che formano le reti non garantiscono la stessa affidabilità in termini di velocità di trasmissione dati: i pacchetti radio possono andare persi durante la trasmissione e i ricetrasmittitori impiegati hanno di solito un limitato potere e limitata larghezza di banda¹⁰². La larga diffusione di questa tecnologia negli ultimi anni ha consentito ricerche da applicare ampiamente nei WSN, specialmente nel campo dell'ingegneria civile, particolarmente per i sistemi di monitoraggio. Nell'ultimo decennio sono stati sviluppati sistemi wireless che possiedono nodi in grado di raccogliere dati localmente e ridurre il numero di radio trasmissioni nei nodi ricevitori della rete¹⁰³.

2.6 Problemi e limitazioni nello sviluppo dei sistemi di monitoraggio nelle infrastrutture civili

Nel presente paragrafo vengono proposti i principali problemi e le limitazioni che impediscono uno sviluppo nelle tecniche di monitoraggio. Queste problematiche sono di seguito presentate e discusse secondo la trattazione proposta di Brownjohn nel 2007¹⁰⁴.

a) Affidabilità del sistema

I sistemi di monitoraggio sono destinati ad assistere i proprietari/operatori delle infrastrutture nella gestione delle strutture, una esaustiva analisi di costi e benefici sarà necessaria per mostrare che i benefici superano i costi. A parte l'esborso iniziale nella pianificazione, acquisto ed installazione del sistema, il funzionamento e la manutenzione del sistema dovrebbe avere dei bassi costi.

¹⁰¹ Celebi M., *Seismic instrumentation of buildings (with emphasis on federal buildings)*, Technical Report No. 0-7460-68170, United States Geological Survey, Menlo Park, CA, 2002.

¹⁰² Bocca M., Cosar E. I., Salminen J., Eriksson L.M., *A Reconfigurable Wireless Sensor Network for Structural Health Monitoring*; 4th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligence Infrastructure, Zurich, Switzerland, 2009.

¹⁰³ Mizuno Y., Monroig E., Fujino Y., *Wavelet decomposition-based approach for fast damage detection of civil structures*, Journal of Infrastructure Systems, ASCE, Vol. 14, No. 1, 2008, pp. 27-32.

¹⁰⁴ Brownjohn J.M.W., *Structural health monitoring of civil infrastructure*, in Phil. Trans. R. Soc. 2007, pp.613-616.

b) Strumentazione inappropriata e sovraccarico dei sensori

Con la crescita del numero e degli esempi di applicazioni di monitoraggio strutturale, sempre più spesso vengono previste spese per la strumentazione e per il monitoraggio, ciò non rappresenta, però, un incentivo ad una selezione attenta dei sensori e ad un loro corretto posizionamento con l'intenzione di ottenere informazioni utili riguardo le prestazioni della struttura. C'è la tendenza di installare più dispositivi del necessario, questo rappresenta un ostacolo soprattutto nel caso in cui il sistema di monitoraggio debba essere installato su opere esistenti. In particolare per prestabiliti budget, la tendenza di installare più strumenti del necessario, può influire sulla qualità della strumentazione scelta e sulla vita della strumentazione, così saper prevedere le prestazioni attese e determinare i punti critici della struttura rappresenta un aiuto per poter usare un numero minore di sensori ottenendo però maggiori informazioni.

Una strumentazione inappropriata spesso porta a risultati nei quali l'utilizzatore finale è separato dall'appaltatore della strumentazione, una consulenza specializzata deve supervisionare il progetto, l'implementazione e l'operatività del sistema di monitoraggio.

c) Raccolta dati e sovraccarico di memoria

Un corollario della sovra-strumentazione è il sovraccarico di dati, vengono assimilati più dati di quelli che possono essere elaborati dal sistema di elaborazione dati. Si possono eseguire un numero minore di elaborazioni dati attraverso un posizionamento accurato dei sensori e una attenta pianificazione del sistema di monitoraggio usando studi sullo scenario di degrado e/o danno, insieme a sistemi di monitoraggio adottati in strutture in simili condizioni operative ed ambientali.

d) Trasmissione dati

La trasmissione dati dalla unità centrale del sistema di monitoraggio al server dell'istituto che ha in carica la gestione delle attività è un compito piuttosto complicato. Le connessioni wireless, le connessioni tramite modem *dial-up* oppure attraverso dei router permanenti sono in grado di formare connessioni stabili per lo scambio e la trasmissione dei dati. Comunque a causa della

limitata capacità di alcune connessioni internet, è necessario comprimere i dati oppure pre-processarli prima della trasmissione.

e) Fattori ambientali e rumore

Nei sistemi di monitoraggio che controllano le vibrazioni ambientali, usando degli accelerometri si possono controllare le condizioni, ma il cambiamento delle proprietà modali a causa di variazioni ambientali riducono di molto la probabilità di successo sull'individuazione del danno e la sua localizzazione. Una parziale mitigazione di tali effetti può essere raggiunta attraverso metodi basati su modelli fisici oppure modelli statistici degli effetti ambientali, ma a livello di rumore il problema continua a persistere anche con piccole variazioni statiche del segnale¹⁰⁵.

f) Presentazione dei risultati del monitoraggio

Uno degli obiettivi più significativi del monitoraggio strutturale è quello di convertire dati in informazioni. Non deve, a tal proposito, essere trascurata la creazione di grafici o di presentazioni delle informazioni per operatori che potrebbero non avere familiarità con le sofisticate procedure numeriche di elaborazione dei dati.

g) Sviluppo di norme e codici per l'applicazione del monitoraggio strutturale

Sebbene l'uso del monitoraggio strutturale nell'ingegneria civile stia crescendo sempre più col passare degli anni, insieme alla ricerca eseguita nel settore della comunità scientifica, mancano ancora delle normative e dei codici da seguire per una corretta applicazione dell'SHM. A questo scopo è necessario, per il rilascio di tali norme per il progetto di equipaggiamenti di misurazione e sistemi di acquisizione dati, usare sia applicazioni in laboratorio che strutture a fondo scala. Inoltre c'è il bisogno di definire ed elaborare un rigoroso approccio normativo da proporre a progettisti, costruttori, sviluppatori e gestori in un contesto di un maturo e consapevole quadro normativo.

¹⁰⁵ Peeters B., De Roeck G., *Stochastic system identification for operational modal analysis: a review*, Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control 123, 2001, pp. 659–667.

2.7 Conclusioni

In questo capitolo è stato presentato un resoconto sullo stato dell'arte del monitoraggio strutturale. Inizialmente lo *Structural Health Monitoring* (SHM) è stato applicato nell'ingegneria meccanica ed aerospaziale per studiare lo stato di salute delle componenti di sistemi meccanici. Negli ultimi decenni, però, si è utilizzato l'SHM anche nel campo dell'ingegneria civile per monitorare l'evoluzione del danno nelle strutture. Le applicazioni dell'SHM, nel campo dell'ingegneria civile, riguardano, ovviamente molte strutture dell'ingegneria civile, le infrastrutture, dighe, ponti, gallerie, impianti off-shore, strutture del patrimonio culturale.

In seguito a questo *excursus* sullo stato dell'arte sono state esposte le fasi del monitoraggio strutturale il quale si pone come obiettivo la conoscenza del livello di danno presente nella struttura e la sua evoluzione durante il ciclo operativo dell'edificio. Il processo del monitoraggio si compone di quattro fasi: 1) valutazione operativa; 2) acquisizione dati; 3) estrazioni delle caratteristiche; 4) sviluppo di modelli statistici.

Durante la prima fase ci si pongono delle domande in merito alla capacità del sistema di monitoraggio di individuare il danno, con particolare attenzione agli aspetti economici, alle condizioni ambientali e ai limiti operativi presenti nella struttura e alla strumentazione che dovrà essere utilizzata.

Nella seconda fase dell'acquisizione dati si stanno sviluppando algoritmi in grado di automatizzare la fase per gestire la grande mole di dati raccolti, necessari per arrivare alla determinazione delle caratteristiche fondamentali della struttura, anche in questa fase le considerazioni di ordine economico giocano un ruolo fondamentale nella scelta della quantità di sensori da inserire e sulla gestione del sistema di acquisizione dati.

La terza fase riguarda l'estrazione, nel capitolo viene indicata l'evoluzione nella procedura di estrazione dati, la quale sta evolvendo verso la definizione di algoritmi automatici di estrazione dati. Estratti i parametri che identificano la struttura si può procedere con la fase di valutazione del danno attraverso lo studio di modelli statistici.

Nell'ultima fase si identifica e si studia l'evoluzione del danno, esistono in particolare due approcci: il *Data Driven approach* e il *Model Driven Approach*.

Affrontato il processo del monitoraggio strutturale, sono stati elencati e spiegati gli strumenti che si installano per monitorare le strutture.

In conclusione sono state riportate le limitazioni nel campo del monitoraggio strutturale le quali riguardano: l'affidabilità del sistema, la strumentazione inadeguata e il sovraccarico dei sensori, il

sovraccarico della struttura, la trasmissione dei dati, fattori ambientali e rumore, la presentazione dei risultati, lo sviluppo di norme e codici per l'applicazione del monitoraggio strutturale.

3 Identificazione dinamica delle strutture: cenni teorici

3.1 Introduzione

Lo scopo dell'analisi della risposta dinamica, nel campo dell'Ingegneria civile e quindi riferito ad una struttura, è quello di determinare e valutare i dati che caratterizzano il suo comportamento a partire dalla fase di progetto fino a quella di esercizio.

Durante la fase di progetto, il progettista necessita di convalidare le ipotesi fatte sulla base dei risultati derivanti da prove sperimentali. In questo modo egli verifica ed eventualmente corregge l'accuratezza (taratura) dei modelli matematici o di calcolo utilizzati in tale fase.

Durante la fase di esercizio, soprattutto per opere di importanza strategica (dighe, ponti, grandi impianti industriali, centrali nucleari ecc.) o rilevanza storica l'analisi viene attuata mediante una serie di misurazioni periodiche. Attraverso questo monitoraggio si è in grado di diagnosticare, ad esempio, fenomeni di degrado in atto. Inoltre, la conoscenza delle caratteristiche modali di una struttura in opera consente di prevedere la risposta che questa avrà se sottoposta a sollecitazioni ambientali come sismi; permettendo quindi di andare ad intervenire in modo preventivo su eventuali punti deboli riscontrati.

Di seguito verrà introdotto il concetto di monitoraggio di una struttura, seguito dalla elencazione dei principali modelli utilizzati per identificare i parametri caratteristici delle strutture ed infine tecniche di calcolo adottate andando a descrivere le problematiche riscontrate e le soluzioni adottate durante il procedimento di acquisizione ed elaborazione dei dati.

3.2 Monitoraggio strutturale

Il monitoraggio strutturale di strutture civili non consiste soltanto nell'identificazione dei danni improvvisi o progressivi ma anche nel monitorare le prestazioni dell'edificio nelle condizioni di esercizio o durante particolari eventi ambientali, per esempio nel caso di terremoti¹. Un sistema di monitoraggio si compone di sensori che possono misurare sia le grandezze ambientali sia la risposta strutturale alle sollecitazioni ambientali. Lo scopo non è soltanto quello di valutare la resistenza ad un sisma di un edificio, ma è anche il controllo delle funzionalità della struttura nelle

¹ Mufti, *Guidelines for Structural Health Monitoring*, University of Manitoba, ISIS Canada, 2001.

condizioni di esercizio, per poter eventualmente progettare efficaci interventi di adeguamento sismico o di rinforzo di strutture critiche o strategiche. Quindi il monitoraggio strutturale coinvolge un gran numero di applicazioni nel campo dell'ingegneria civile quali il progetto, la valutazione del danno, la manutenzione e il rinforzo di strutture esistenti, il controllo strutturale durante i terremoti^{2,3}.

I progressi nel campo dei sistemi di comunicazione permettono un monitoraggio in tempo reale della struttura. I dati vengono elaborati per individuare eventuali anomalie o per valutazioni di lungo termine. Per le analisi sul rischio sismico, i sistemi di monitoraggio possono essere usati per creare un database di misure rilevate durante l'intero ciclo di vita della struttura. È perciò fondamentale l'identificazione dei parametri modali delle strutture nelle condizioni di esercizio e della tecnica per l'individuazione del danno, il che spiega il ruolo fondamentale dell'analisi modale sperimentale nell'ambito del monitoraggio strutturale.

Al fine di determinare il comportamento dinamico di una struttura sono possibili due differenti approcci:

- L'approccio analitico: partendo dalla conoscenza della geometria della struttura, delle condizioni al contorno e delle caratteristiche dei materiali, della distribuzione delle masse, delle rigidezze e dello smorzamento; è possibile, risolvendo un problema agli autovalori, pervenire alla determinazione dei parametri modali del sistema (frequenze naturali, fattori di smorzamento e forme modali);
- L'approccio sperimentale: partendo dalla misura dell'*input* dinamico sulla struttura e della risposta strutturale, si calcolano le funzioni di risposta in frequenza e si stimano, a partire da esse, i parametri dinamici della struttura.

Generalizzando, quindi, per identificazione dinamica si intendono tutte quelle tecniche, analitiche e sperimentali, che consentono di individuare la risposta dinamica della struttura (frequenze proprie, modi di vibrare e coefficienti di smorzamento).

L'interesse nei confronti dell'analisi modale nasce dalla constatazione che il comportamento dinamico della struttura è una sorta di "impronta digitale", il quale dipende dalle caratteristiche intrinseche (masse, rigidezze, smorzamenti, grado di vincolo, ecc.) e non dall'entità e/o dal tipo di carico applicato; pertanto, se non intervengono modificazioni interne all'edificio (come per esempio il danno strutturale), il comportamento dinamico della struttura rimane inalterato,

² Aktan, A.E., Ciloglu, S.K. Grimmesman, Pan, Q. and Catbas, F.N., *Opportunities and challenges in health monitoring of constructed systems by modal analysis*, Proc. of International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Bordeaux, France, 2005.

³ Lynch, J.P. and Law, K.H., *Energy of Civil Engineering Structures*, Bordeaux, France, 2005.

viceversa, in presenza di fenomeni di danno, si noteranno delle variazioni nei parametri dinamici della struttura.

3.3 Stato dell'arte

L'identificazione dinamica delle strutture rappresenta una delle più importanti tecniche non-distruttive per conoscere il comportamento sismico delle strutture dell'ingegneria civile. Inoltre, l'applicazione di diverse tecniche di identificazione modale in modelli oggetto di test di laboratorio consente di determinare il danno strutturale eventualmente presente, così come informazioni circa l'influenza delle tecniche di rinforzo nell'ambito del comportamento dinamico.

L'identificazione dinamica venne sviluppata per la prima volta nel campo aeronautico e aerospaziale [Kennedy e Pancu, 1947]. Numerosi studi vennero condotti nei decenni successivi [Allemang, 1984], e negli anni '70, con l'avvento dei trasduttori, dei sensori e dei sistemi di acquisizione, furono introdotti i primi test modali [Ewins, 1984]. Solo negli anni '80 questa metodologia fu adottata anche per la caratterizzazione di strutture civili [Cawley e Adams, 1979]. In particolare, vennero sperimentate diverse metodologie, basate principalmente sull'analisi della risposta di una struttura soggetta all'applicazione di una forzante esterna (metodologia *input-output*), o sullo studio delle sue vibrazioni naturali (metodologia *output-only*).

Queste analisi conducono all'identificazione delle frequenze fondamentali, forme modali, rapporti di smorzamento e di altri parametri modali. In base alla loro variazione, possono essere individuati e localizzati i danni strutturali.

In passato come ai giorni nostri, numerose applicazioni nel campo dell'Ingegneria Civile riguardano strutture in acciaio o in calcestruzzo armato. Un'ampia panoramica di questi argomenti e metodologie di applicazione è fornita da Doebling et al. [1996], mentre ulteriori e più recenti ricerche, come l'applicazione dell'identificazione e localizzazione del danno strutturale nelle strutture in C.A. [Zonta, 2000], la variazione delle caratteristiche dinamiche nei diversi elementi strutturali al crescere del danno [Garaygordobil, 2003] e la determinazione del danno negli elementi in C.A.P. [Franchetti, 2004], approfondiscono anche gli effetti delle procedure di prepensionamento nelle strutture.

Gli studi e le ricerche appena menzionati dimostrano come i test dinamici rappresentano una metodologia di investigazione potenzialmente molto efficace, in grado di ottenere molteplici informazioni riguardanti sia l'intera struttura, sia il danno locale.

L'applicazione di tali metodologie al patrimonio edilizio e, più in generale, agli edifici storici, è un tema che è stato iniziato ad essere sviluppato solo negli ultimi decenni, e che è ancora in piena fase evolutiva.

Casarin [2006] ha condotto uno studio sperimentale sulla valutazione della vulnerabilità strutturale della Cattedrale di Reggio Emilia, con lo scopo di identificare le sue caratteristiche dinamiche. Inoltre, i risultati ottenuti sono stati impiegati per sviluppare e calibrare un complesso modello ad elementi finiti (FEM). Questo studio sottolinea la possibilità, mediante l'impiego di sistemi di monitoraggio dinamico, di determinare sia i comportamenti globale, sia quelli locali. Tale conoscenza conduce ad una scelta dell'intervento più appropriato, se necessario, e consente l'analisi dell'efficacia delle tecniche di rinforzo sulle strutture considerate.

Un ulteriore ed importante studio [Ramos, 2007] approfondisce e sviluppa una metodologia di identificazione del danno da applicare specificatamente alle strutture in muratura. Sono stati condotti test sperimentali di laboratorio su archi e pannelli in muratura, attraverso l'applicazione di vibrazioni indotte, al fine di valutare la propagazione del danno. Questo metodo è stato poi applicato ad alcuni casi studio reali, tra i quali si citano la Torre Orologio di Mogadouro e la Chiesa-Monastero di Jerònimo, a Lisbona.

Garaygordòbil [2003] ha compiuto una serie di esperimenti in laboratorio su pannelli in muratura, pilastri in pietra e lastre e travi in C.A. Inoltre, la semplicità degli esperimenti eseguiti ha permesso di dimostrare la validità della valutazione dinamica degli elementi strutturali. È stata anche condotta un'estesa simulazione numerica per riprodurre le condizioni reali. La combinazione di queste analisi risulta adatta per studiare la correlazione tra il verificarsi del danno e la variazione delle proprietà dinamiche di alcuni elementi strutturali considerati. Infine, la metodologia è stata validata attraverso la sua applicazione sulle componenti di edifici storici in muratura in Spagna ed in Belgio.

Oltre a queste ricerche, completamente rivolte allo sviluppo di una nuova metodologia di identificazione e di correlazione con le caratteristiche meccaniche delle strutture, numerosi altri studi sono stati sviluppati riguardo l'applicazione dell'identificazione dinamica sulle costruzioni in muratura. Molte di queste applicazioni sono casi studio nei quali è stato eseguito un monitoraggio dinamico e sono stati identificati i parametri modali.

Il comportamento dinamico di un edificio esistente in muratura è stato esaminato da De Sortis et al. [2005]. In particolare sono stati studiati bassi livelli di vibrazione, come nel caso di Ramos [2007]. L'impiego di diversi tipi di vibrazioni hanno consentito di determinare i danni strutturali.

Sono state trovate interessanti e ottime connessioni tra le funzioni di risposta in frequenza numeriche e sperimentali, consentendo così di concludere che una buona tecnica di identificazione può fornire utili informazioni sulle proprietà dinamiche di strutture esistenti in muratura.

Un'interessante applicazione di analisi modale operativa per la valutazione del danno venne svolta da Ramos et al. [2005]. Il metodo di identificazione è stato applicato ad un modello di un edificio in muratura di un piano, soggetto a test di scuotimento [Juhàsovà et al., 2008]. Oltre all'identificazione e localizzazione del danno strutturale, uno degli obiettivi principali di questo studio è stata la comparazione di analisi modali classiche con l'analisi modale "ambientale". Ciò ha permesso la validazione dell'utilizzo di quest'ultima tecnica in particolare per il rilevamento del danno nelle sue fasi iniziali di sviluppo.

Sono stati realizzati alcuni test di vibrazioni ambientali per definire le proprietà dinamiche del minareto di Qutb, in India [Ramos et al., 2006]. L'analisi condotta permise di individuare 7 differenti forme modali (figura 1). Inoltre, sono stati creati alcuni tipi di modelli ad elementi finiti per simulare la risposta strutturale, ed i risultati ottenuti manifestarono una buona relazione con i valori derivanti dall'identificazione modale. Questi modelli sono stati poi impiegati per valutare la *performance* globale della struttura, e per definire la massima sollecitazione sismica ammissibile.

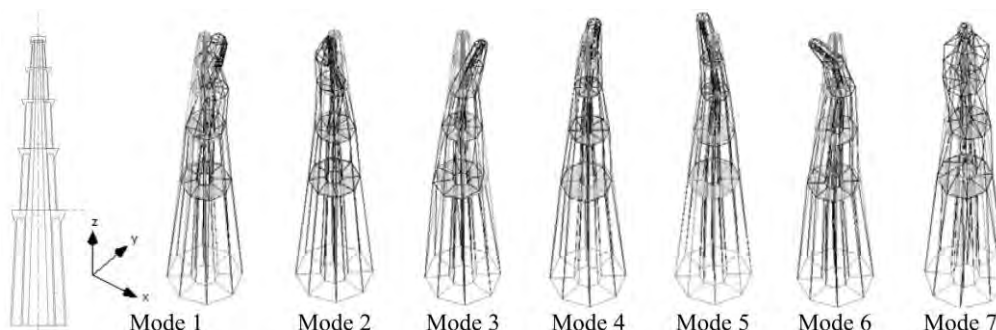


Figura 1 - Forme modali del minareto Qutb [Ramos et al., 2006].

Ulteriori applicazioni su un ampio impiego del monitoraggio dinamico sono quelle presentate da De Stefano e Clemente [2006]. Oggetto degli studi è stato l'impiego di sistemi *wireless* e sensori a fibra ottica per il monitoraggio strutturale delle costruzioni storiche. In particolare, gli autori sottolineano i grandi vantaggi, il basso costo e la possibilità di acquisire informazioni di alta qualità ed in tempo reale sul comportamento dinamico delle strutture considerate, permettendo una valutazione della sicurezza ed un controllo strutturale estremamente efficaci.

Ancora, altre importanti sperimentazioni su casi studio reali sono state presentate da svariati autori [Modena et al., 2001; Jaishi et al., 2003; Gentile e Saisi, 2004 e 2007]. In tutti i casi il fine principale è stato lo studio delle caratteristiche dinamiche di strutture danneggiate,

principalmente frequenze e forme modali. Partendo dai risultati ottenuti da tali analisi, gli autori hanno potuto tracciare osservazioni sulle condizioni strutturali degli elementi esaminati, e ciò ha consentito la progettazione degli interventi di rinforzo più adeguati alle rispettive esigenze. Il monitoraggio continuativo, infine, ha dato modo di valutare l'efficacia e l'utilità di tali interventi.

Come si evince dalle ricerche precedentemente menzionate, l'applicazione dell'identificazione modale agli edifici storici rappresenta un tema difficile, a causa della grande variabilità delle proprietà meccaniche della muratura, a differenza di altri materiali più omogenei, quali C.A. o acciaio. Comunque, risulta evidente come questa tecnica possa risultare molto utile, e come possa essere efficacemente applicata nel rilievo di costruzioni storiche. Attualmente, tale metodologia permette di ottenere informazioni globali circa la struttura esaminata, in un modo assolutamente non distruttivo, fornendo oltretutto informazioni non ricavabili da altre tecniche NDT.

3.4 Tecniche di identificazione dinamica

In campo ingegneristico sono sempre più usate le tecniche di analisi modale, infatti, anche se lo sviluppo nel mondo dell'informatica ha portato ad avere computer con prestazioni sempre più elevate, permettendo di realizzare modelli agli elementi finiti sempre più complessi per poter studiare le proprietà statiche e dinamiche delle strutture, accade sovente che le proprietà dinamiche differiscano da quelle effettive della struttura. Questa differenza è da imputarsi a varie cause⁴:

- L'analisi agli elementi finiti è basata su una discretizzazione della realtà, con ciò si intende che i campi di spostamento vengono approssimati attraverso funzioni di forma predefinite all'interno di ciascun elemento;
- Mentre le proprietà di massa e di rigidezza sono facilmente valutabili sulla base delle proprietà dei materiali e della geometria degli elementi, risulta molto più difficile tenere correttamente conto delle proprietà di smorzamento della struttura all'interno del modello, difatti, lo smorzamento non legato solamente alle proprietà dei materiali ma anche ad una serie di altri meccanismi difficili da modellare analiticamente (apertura e chiusura delle micro fessure, interazione con altri elementi non strutturali, ecc.);
- La geometria effettiva può essere diversa da quella considerata nel modello.

⁴ G.Fabbrocino, C.Ranieri, G.M. Verderame, *L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti*.

Per colmare le differenze tra struttura reale e modello agli elementi finiti è necessario ricorrere a tecniche sperimentali al fine di controllare i risultati del modello con quelli ottenuti dalle misure, le misure ottenute consentono di aggiornare il modello in modo da renderlo aderente alla realtà.

I test di identificazione dinamica si suddividono in due categorie in relazione alla conoscenza o meno della sollecitazione alla quale è soggetta la struttura:

- Tecniche *input-output* dove vengono misurate sia le forze eccitanti sia la risposta strutturale. La struttura viene sollecitata in uno o più punti, in seguito alla sollecitazione si misura la risposta strutturale. In questo caso l'analisi dinamica svolta prende il nome di Analisi dinamica Sperimentale (*Experimental Modal Analysis*, EMA): queste procedure consentono la determinazione delle proprietà dinamiche della struttura in termini di frequenze naturali, rapporti di smorzamento e forme modali, questi parametri serviranno per calibrare il modello della struttura. È, inoltre, possibile determinare i parametri modali della funzione risposta in frequenza del segnale di risposta al segnale di *input*.
- Tecniche *output-only* dove viene misurata la sola risposta del sistema. L'analisi modale può essere effettuata anche nel caso di eccitazione ambientale, la quale viene considerata rumore bianco, perciò l'*input* sulla struttura non è noto, in questo caso le tecniche di analisi modale prendono il nome di Analisi Modale Operazionale (*Operational Modal Analysis*, OMA). Le tecniche OMA portano ad ottenere gli stessi risultati delle tecniche EMA, con la differenza che risulta impossibile determinare i fattori di partecipazione modale non conoscendo l'*input* al quale la struttura è soggetta.

L'analisi modale sperimentale, basata sull'applicazione di un *input* noto alla struttura, risulta non facilmente applicabile alla maggior parte degli edifici, perciò si preferisce operare attraverso l'analisi modale operazionale, sfruttando il rumore ambientale per l'identificazione strutturale, evitando così il ricorso ad attrezzature particolari (quali vibrodine, martelle strumentali, eccitatori oleodinamici o elettrodinamici) che eccitino direttamente la struttura. Questo si tramuta in una serie di vantaggi:

- La prova è rapida ed economica, dato che non sono necessarie attrezzature per sollecitare la struttura;
- Le misure vengono effettuate nelle effettive condizioni operative della struttura, per cui i parametri dinamici ottenuti sono rappresentativi del comportamento dinamico della struttura nelle reali condizioni di utilizzo;
- La prova non interferisce con l'operatività della struttura

La correttezza dei risultati forniti dall'OMA può, tuttavia, essere inficiata se al rumore bianco si sovrappone un'eccitazione non casuale.

3.5 Analisi del segnale

Il processamento dei segnali acquisiti è una fase fondamentale per l'elaborazione dei risultati nella quale è importante evitare errori nell'analisi dei dati per non alterare i risultati. A tal proposito si osserva che, normalmente, i segnali acquisiti, come accelerazione, spostamento o forze, sono contenute nel dominio del tempo, mentre i più comuni metodi di analisi elaborano i dati nel dominio delle frequenze.

Il primo passo nell'analisi del segnale è la conversione del segnale stesso, raccolto in forma analogica, in forma digitale, in questa maniera i dati raccolti vengono processati sotto forma di valori discreti e non di funzioni continue. Si osserva che un segnale può essere definito analogico o digitale nella seguente maniera:

- Segnale analogico: un segnale rappresentato da una funzione continua nel tempo, è un segnale analogo al segnale fisico che rappresenta;
- Segnale digitale: un segnale rappresentato da una sequenza di numeri, ognuno dei quali rappresenta il valore del segnale in un determinato istante di tempo (il segnale viene discretizzato).

In questa prima fase di conversione si individuano diversi tipi di problematiche insite nella modalità di acquisizione dei dati e nella modalità di trasformazione del segnale: tali problemi sono legati all'insorgenza degli errori di *aliasing* e di *leakage*, e ai quali si cerca di porre rimedio mediante le procedure di *windowing* e di *overlap averaging*.

3.5.1 Aliasing

Per digitalizzare un segnale continuo, solitamente, il campionamento del segnale viene effettuato ad intervalli di tempo uguale; il problema è, perciò, definire l'intervallo di campionamento Δt . Si deve coniugare le esigenze di ridurre l'onere computazionale e di ottenere una effettiva rappresentazione del segnale. Quindi un campionamento effettuato in punti molto vicini tra loro porterà ad avere una sovrabbondanza di dati, aumentando l'onere computazionale; viceversa, un campionamento rado con punti lontani tra loro porta a confondere le basse e alte frequenze nei dati originari. Questo problema definito come *aliasing* costituisce una potenziale sorgente di

errore che interessa qualsiasi processo che sia proceduto da una conversione del segnale da analogico a digitale.

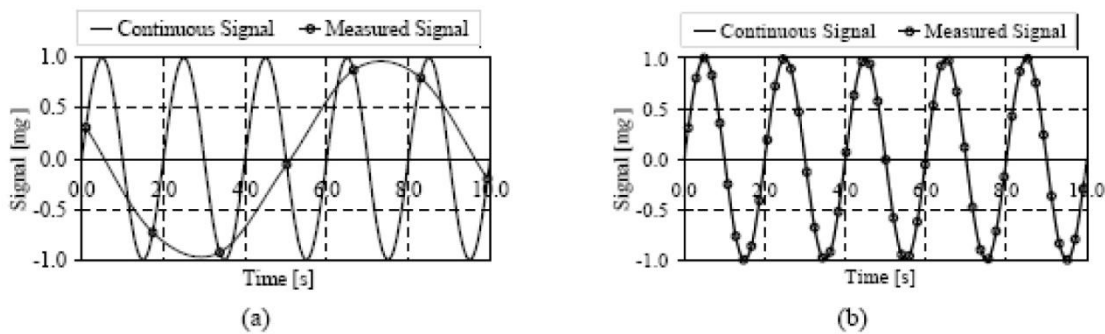


Figura 2 - Esempio di errore di aliasing: a) campionamento insufficiente, b) campionamento corretto.

Stabilito l'intervallo di campionamento Δt ad esso corrisponderà una certa frequenza di campionamento pari a $1/\Delta t$, che definisce a sua volta il numero di campionamenti effettuati nell'arco di un secondo. È importante osservare che per individuare un ciclo sono necessari almeno due campionamenti della frequenza del segnale originario.

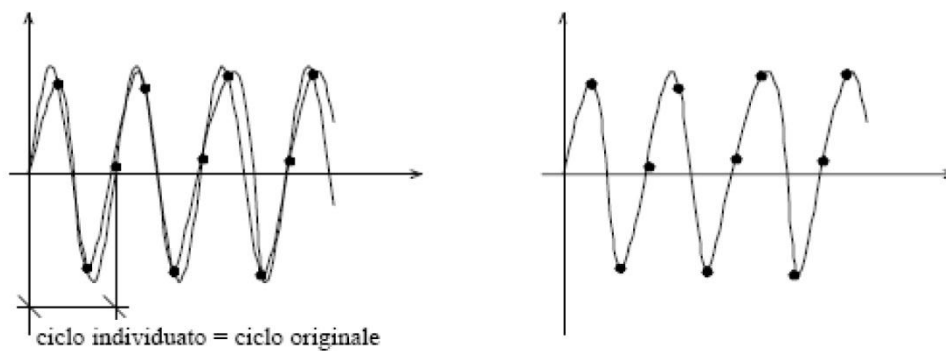


Figura 3 - Campionamento sufficiente.

Quindi la frequenza più alta che può essere definita mediante un rapporto di campionamento di $1/\Delta t$ campioni al secondo è $1/2\Delta t$. Le frequenze nel segnale originale al di sopra del valore $1/2\Delta t$ saranno ripiegate indietro nell'intervallo di frequenze 0 e $1/2\Delta t$ e confuse con i dati già presenti in questo intervallo.

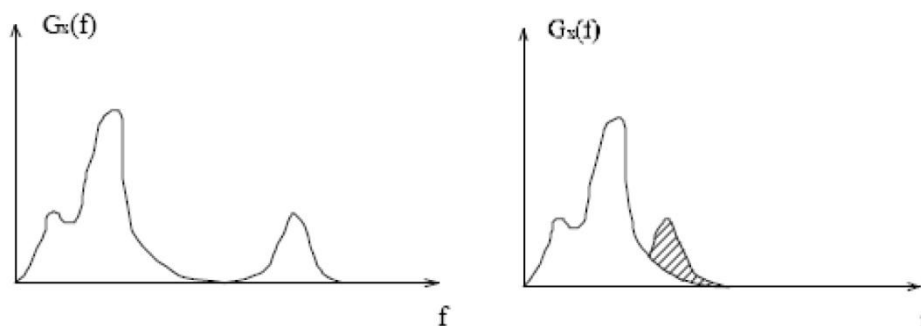


Figura 4 - Fenomeno dell'aliasing.

La frequenza di taglio $f_c = 1/2\Delta t$ è chiamata frequenza di Nyquist.

Per evitare il taglio delle frequenze più alte, il problema può essere risolto in due modi. Il primo è quello di avere un campionamento più fitto (aumentando però l'onere computazionale). Il secondo è quello di filtrare il segnale prima di campionarlo rispetto ad una frequenza massima di interesse. Se si sceglie la frequenza di Nyquist f_c pari alla massima frequenza di interesse, si otterranno risultati privi di *aliasing* per frequenze inferiori a f_c .

3.5.2 Leakage

è un problema legato alla lunghezza della *time-history* che è di dimensione finita, associato all'assunzione di periodicità del segnale. Se si considera un tratto di segnale di lunghezza T pari ad un multiplo intero del segnale stesso, non c'è alcun problema, in caso contrario l'assunzione di periodicità non è strettamente valida in particolare in prossimità delle estremità dell'intervallo, ciò comporta una dispersione dell'energia spettrale.

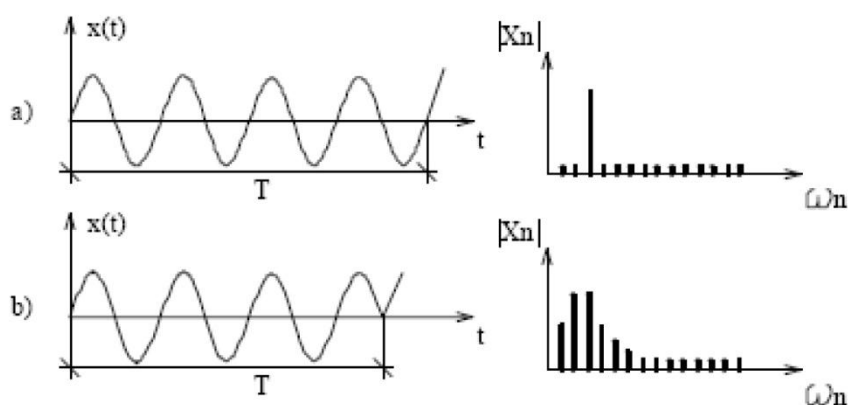


Figura 5 - Spettro reale a) e effetto *leakage* b).

3.5.3 Windowing

È un metodo impiegato per risolvere il problema del *leakage* che consiste nel filtrare il segnale iniziale $x(t)$ attraverso una funzione filtro $W(t)$. L'operazione di finestramento, nel dominio del tempo, restituisce un segnale $x'(t) = x(t) \cdot W(t)$ in cui la dispersione di energia spettrale è contenuta.

Il segnale viene suddiviso in più tratti, ciò è necessario, innanzitutto per le ipotesi di applicabilità della trasformata di Fourier, che prevedono che la funzione in ingresso sia definita in un intervallo di tempo limitato (mentre un segnale aleatorio, come può essere quello di un rumore bianco utilizzato, è temporalmente infinito); inoltre, questo accorgimento scongiura il rischio inevitabile che, qualora il periodo del segnale e l'intervallo della finestrazione non coincidano, si verifichi un

errore nella ricostruzione del segnale durante l'applicazione della trasformata di Fourier, la quale prevede la ripetizione della finestra selezionata; la trasformata di Fourier ricompone così un segnale diverso da quello originario, con la conseguente ripartizione dell'informazione su una banda di frequenze, anziché su una sola riga.

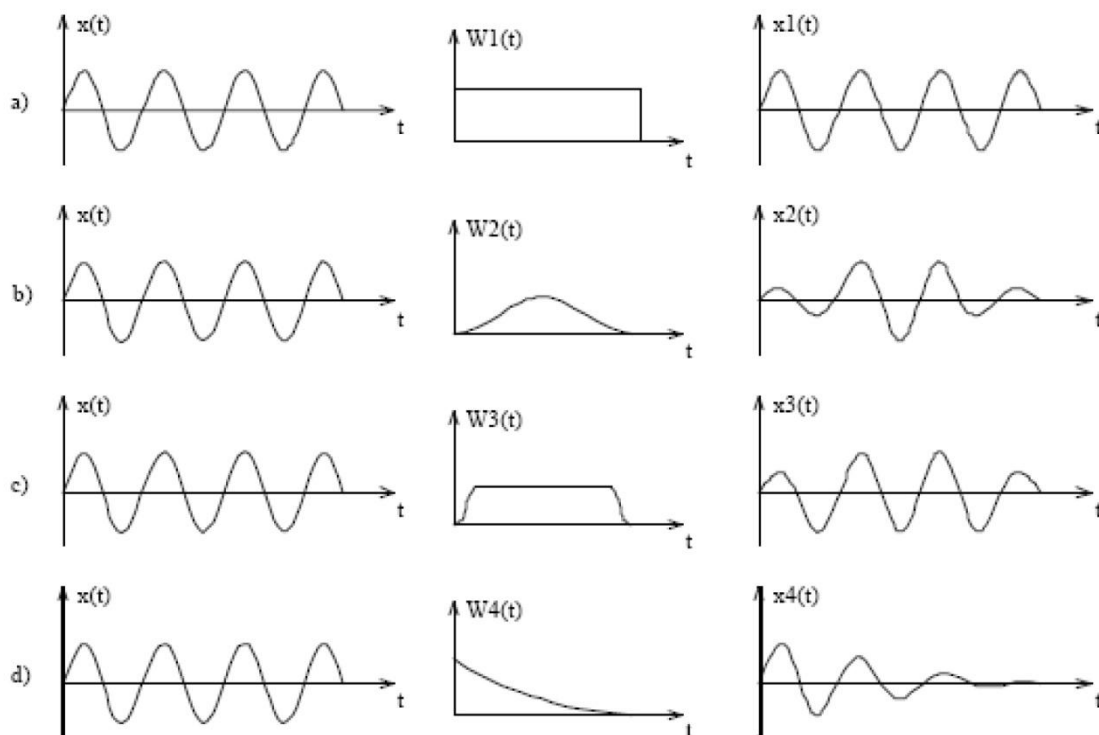


Figura 6 - Differenti tipi di finestre.

I tipi di finestre utilizzate nell'analisi del segnale sono:

- a) Box Window
- b) Hanning Window
- c) Cosine Taper Window
- d) Exponential Window

Ciascuna finestra è generalmente riferita ad un tipo di segnale, i filtri b) e c) sono utilizzati per segnali periodici o per vibrazioni *random*, il filtro d) viene utilizzato per vibrazioni in transitorio in cui le informazioni più importanti sono concentrate in un tratto dell'intero segnale.

3.5.4 Overlap averaging

Nell'analisi dei segnali casuali non è sufficiente calcolare la trasformata di Fourier, in senso stretto questa non esiste per un segnale casuale, bisogna invece ottenere una stima della densità spettrale e della funzione d'autocorrelazione impiegati per caratterizzare questo tipo di segnale.

Tuttavia essendo queste quantità ottenute tramite la trasformata di Fourier è necessario effettuare una operazione media che riguardi un buon numero di campioni.

Per un segnale casuale l'operazione di media può essere effettuata su dei campioni sequenziali o sovrapposti:

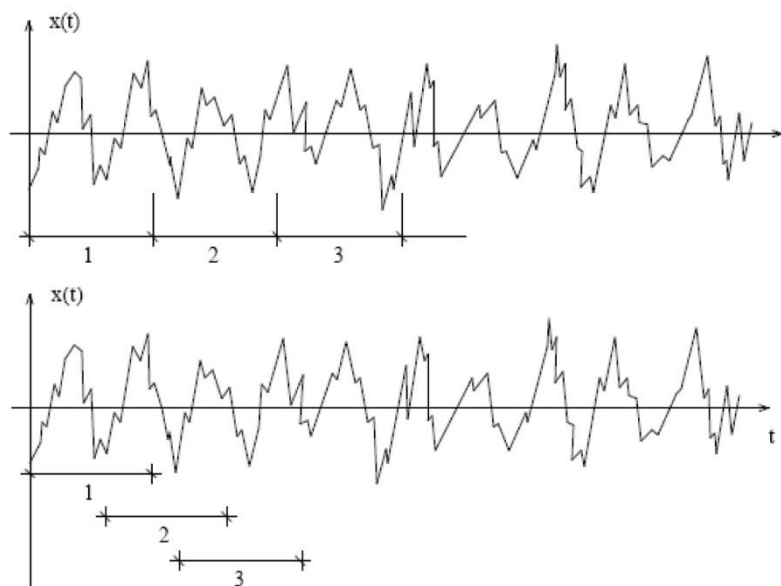


Figura 7 - Campioni sovrapposti.

3.6 Teoria della dinamica delle strutture

3.6.1 Sistemi ad un grado di libertà

La principale differenza tra l'analisi statica e l'analisi dinamica è la dipendenza dal tempo dell'approccio dinamico. Infatti, la risposta della struttura (spostamenti, velocità, accelerazione o forze interne) è associata all'accelerazione che agisce a causa della presenza di forze inerziali. In questa relazione, la massa, la rigidità e lo smorzamento giocano un ruolo fondamentale. Il moto può essere descritto da un'equazione matematica, usando la seconda legge di Newton sul moto oppure l'equilibrio dinamico. Se $q(t)$ è lo spostamento in dipendenza dal tempo di un sistema ad un unico grado di libertà, l'equazione del moto risulta:

$$m\ddot{q}(t) + c\dot{q}(t) + kq(t) = p(t) \quad (1)$$

Dove:

- m è la massa del sistema;
- c è lo smorzamento che tiene conto in maniera approssimata dei meccanismi non isteretici di perdita di energia che caratterizzano la risposta dei sistemi elastici,

- k è la rigidezza del sistema;
- $p(t)$ rappresenta il vettore del carico applicato, anch'esso dipendente dal tempo.

In questa equazione $\dot{q}(t)$ e $\ddot{q}(t)$ rappresentano rispettivamente la velocità e l'accelerazione del sistema. Qualora la forzante esterna $p(t)$ non fosse di tipo armonico, ma di tipo arbitrario, la soluzione di questa equazione differenziale del secondo ordine può essere ottenuta applicando l'integrale di Duhamel, valido per sistemi lineari, rappresentata dalla seguente equazione:

$$q(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad , t > \tau$$

Dove τ è l'istante di riferimento, ω_D è la frequenza smorzata che si relaziona con la frequenza naturale ω_n o col periodo proprio del sistema tramite la relazione ($\omega_n = \sqrt{k/m} = 2\pi/T_n$):

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$$

e ξ è il coefficiente di smorzamento, il quale per le strutture dell'ingegneria civile è minore del 20%. Il valore del coefficiente ξ è dato dalla seguente relazione:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n}$$

Un'altra possibilità è quella di ottenere la soluzione dell'equazione differenziale nel dominio delle frequenze, applicando la trasformata di Fourier ad entrambi i membri dell'equazione (1). La trasformata di Fourier $X(\omega)$ di una funzione $x(t)$ è data da:

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) e^{-j\omega t} dt$$

Dove j è il numero immaginario ($j^2 = -1$). Nel processo, $P(\omega)$ e $Q(\omega)$ rappresentano, rispettivamente, la trasformata di Fourier della forza esterna $p(t)$ e della risposta $q(t)$. Poiché la derivata rispetto al tempo delle funzioni di trasformate in frequenza è data dal prodotto $j\omega$ nel dominio delle frequenze, l'equazione (1) può essere riscritta come:

$$-m\omega^2 Q(\omega) + cj\omega Q(\omega) + kQ(\omega) = P(\omega) \quad (2)$$

Risolvendo l'ultima equazione rispetto a $Q(\omega)$, come indicato dalla equazione (3), si può concludere che la risposta della trasformata di Fourier dipende direttamente dall'eccitazione del sistema, secondo la funzione $H(\omega)$. Questa è la cosiddetta *Frequency Response Function* (FRF), definita come rapporto della trasformata di Fourier della risposta e della forza eccitante (la FRF corrisponde al fattore di amplificazione della risposta di un sistema quando è soggetto ad una forzante esterna):

$$Q(\omega) = \frac{P(\omega)}{-m\omega^2 + cj\omega + k} = H(\omega)P(\omega) \quad (3)$$

Il vantaggio di questo approccio consiste nel fatto che può essere stabilita una relazione deterministica tra la forza eccitante e la risposta, come indicato dalla equazione (4):

$$H(\omega) = \frac{Q(\omega)}{P(\omega)} = \frac{1}{k} \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2 + j[2\xi(\omega/\omega_n)]} \quad (4)$$

Si nota come $H(\omega)$ sia una funzione complessa e per calcolare la sua ampiezza è necessario estrarre la radice quadrata dalla somma dei quadrati della parte reale e della parte immaginaria, dalla quale risulta:

$$|H(\omega)| = \frac{1/k}{\sqrt{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\xi(\omega/\omega_n)]^2}}$$

La figura 8 a) rappresenta la FRF per sistema ad un singolo grado di libertà, con frequenza naturale ω_n e con il coefficiente di smorzamento ξ variabile fino al 20%. Si può osservare che il massimo valore dell'ampiezza si trova in corrispondenza del valore della frequenza di risonanza ($\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$), la quale è più alta per piccoli valori di ξ .

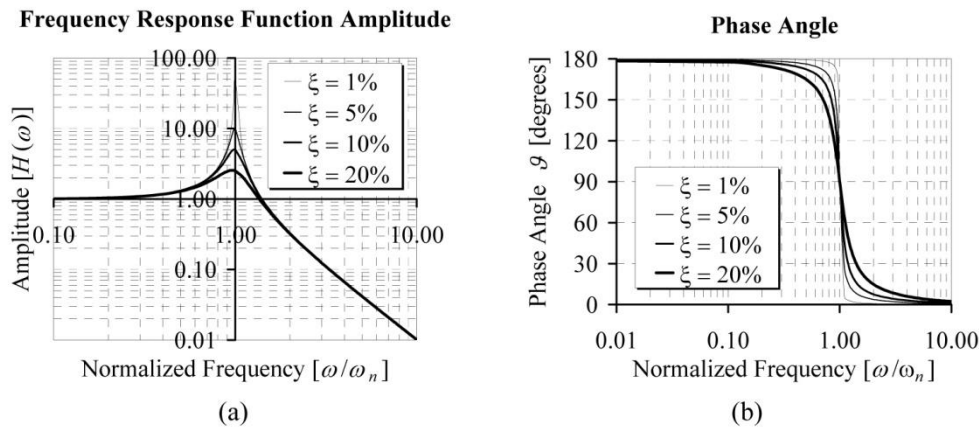


Figura 8 - Funzione FRF: a) ampiezza vs frequenza normalizzata; b) fase vs frequenza normalizzata.

Nella figura 8 b) è mostrata la fase dell'angolo θ , definito come l'arcotangente del quoziente tra la parte immaginaria e la parte reale dell'equazione (4), dipendente dal dominio delle frequenze. Il massimo valore di ampiezza della FRF, mostrato in figura, viene raggiunto con una traslazione di 180° dalla fase.

Infine, la soluzione $q(t)$ dall'inverso della trasformata di Fourier della funzione $Q(\omega)$, data da:

$$q(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H(\omega) P(\omega) e^{j\omega t} d\omega$$

3.6.2 Sistemi a più gradi di libertà

Quando il sistema è composto da n gradi libertà, l'equazione che descrive il moto ottenuta dalla seconda legge di Newton diventa:

$$M\ddot{q}(t) + C\dot{q}(t) + Kq(t) = p(t) \quad (5)$$

Dove M , C e K sono le matrici $n \times n$, nell'ordine, di massa, di smorzamento viscoso e di rigidità, con i loro componenti m_{ik} , c_{ik} e k_{ik} che rappresentano le generiche forze nella posizione i -esima, quando l'accelerazione è applicata nelle coordinate k , mentre $p(t)$ è il generico vettore della forzante e $q(t)$ la generica risposta del sistema.

Per risolvere l'equazione (5) si può nuovamente usare la trasformata di Fourier, stabilendo una relazione diretta tra la forza eccitante e la risposta, similmente a quanto eseguito nei sistemi ad un grado di libertà, tramite l'FRP:

$$H(\omega) = [-\omega^2 M + j\omega C + K]^{-1}$$

Il calcolo della FRP è molto complesso poiché si deve calcolare la matrice inversa $n \times n$ per ogni frequenza ω . In alternativa si può adottare l'approccio modale, il quale parte dall'assunzione di un problema non smorzato come indicato nella seguente equazione (6):

$$M\ddot{q}(t) + Kq(t) = 0 \quad (6)$$

La soluzione di questa equazione differenziale è data da:

$$q(t) = \phi_i e^{\lambda_i t} \quad (7)$$

Dove ϕ_i sono gli auto vettori reali ($i = 1, \dots, n$) e λ^2 sono gli auto valori reali, i quali, in caso di sistema non smorzato, coincidono con le frequenze naturali del sistema ω_i ($\lambda_i = j\omega_i$). Inserendo l'equazione (7) nell'equazione (6) si ottiene:

$$[k - (-\lambda_i^2)M]\phi_i = 0 \quad \forall \quad K\Phi = M\Phi\Lambda \quad (8)$$

I modi sono comunemente raggruppati in matrici modali Φ dove ogni colonna rappresenta gli auto vettori, e le autofrequenze ω_i sono raggruppate in una matrice diagonale Λ . Per le proprietà di ortogonalità delle matrici:

$$\Phi_m^T M \Phi_m = [m_i] , \quad \Phi_m^T K \Phi_m = [k_i]$$

Dove m_i sono le masse modali, k_i le rigidità modali. Gli autovettori possono anche essere normalizzati secondo la massa attraverso la funzione Φ_m composta da gli auto valori normalizzati ($\phi_{m,i} = \phi_i / \sqrt{m_i}$), il che porta alla seguente relazione:

$$\Phi_m^T M \Phi_m = I , \quad \Phi_m^T K \Phi_m = \Lambda^2$$

Dove I è la matrice identità $n \times n$.

Se l'equazione (89) viene pre-moltiplicata per Φ^T , tenendo conto dell'equazione (9), le frequenze naturali di un sistema non smorzato per ogni forma modali i possono essere ottenute similmente a quanto si fa per un sistema ad un unico grado di libertà:

$$\omega_i^2 = \frac{k_i}{m_i}$$

Aggiungendo uno smorzamento proporzionale al sistema, il quale offre una relazione lineare tra la rigidità e la massa, e assumendo che la matrice dello smorzamento sia anch'essa diagonalizzabile, è possibile ottenere:

$$\Phi^T C \Phi = [c_i] = [2\xi_i \omega_i m_i] = \Gamma [m_i] \quad \text{con } \Gamma = [2\xi_i \omega_i]$$

Introducendo le coordinate di trasformazione $q(t) = \Phi q_m(t)$, dove $q_m(t)$ sono gli spostamenti modali, e premoltiplicando l'equazione (5) per Φ^T , si ottiene la seguente equazione semplificata, con tutti i termini con matrici diagonali posti nel membro di sinistra:

$$I \ddot{q}_m(t) + \Gamma \dot{q}_m(t) + \Lambda^2 q_m(t) = \left[\frac{1}{m_i} \right] \Phi^T p(t) \quad (9)$$

Ancora, se questa equazione viene assunta omogenea, la forma della soluzione che si assume è uguale a quella dell'equazione (7) e gli autovalori soddisfano la condizione:

$$\lambda_i^2 + 2\xi_i \omega_i \lambda_i + \omega_i^2 = 0$$

Con la soluzione:

$$\begin{aligned} \lambda_i &= -\xi_i \omega_i + j \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad , \quad \lambda_i^* = -\xi_i \omega_i - j \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (10) \\ \omega_i &= |\lambda_i| \quad , \quad \xi_i = -\text{Re}(\lambda_i) / |\lambda_i| \end{aligned}$$

Dove l'asterisco * denota la soluzione complessa coniugata.

La funzione della trasformata di Fourier può essere usata anche per risolvere l'equazione (9), poiché tale equazione è simile a quella di un sistema ad un unico grado di libertà. La risposta viene correlata alla sollecitazione tramite l'FRF nello spazio modale, nelle seguente forma:

$$Q(\omega) = H(\omega) P(\omega)$$

Dove i termini diagonali della matrice FRF di dimensioni $n \times n$ sono dati da:

$$H_{(i,k)}(\omega) = \sum_{j=1}^n \frac{\varphi_{i,j} \varphi_{k,j}}{(\omega_n^2 - \omega^2) + i(2\xi_n \omega_n \omega)} \quad (11)$$

$$\text{Con } i \wedge k = 1, \dots, n$$

Questa formulazione ha il vantaggio che la risposta può contenere un numero limitato di modi di vibrare senza significativi errori, così da ridurre lo sforzo computazionale.

La formulazione deterministica per massa e rigidità può essere calcolata estraendo le caratteristiche meccaniche del materiale del sistema strutturale, ma le informazioni sullo smorzamento non possono essere calcolate con questi parametri. Sono necessari test sperimentali in sito per determinare il coefficiente modale di smorzamento ξ_i .

3.7 Tecniche di identificazione dinamica *input-output*

Le tecniche di identificazione modale *input-output* sono state dapprima sviluppate nell'ingegneria meccanica e aerospaziale per poi essere implementate anche nell'ingegneria civile attorno agli anni '60. Queste tecniche sono basate sul controllo della sollecitazione della struttura (input) e sulla misura della risposta strutturale nel tempo in una serie di punti di controllo. I parametri modali (frequenze naturali, modi di vibrare e coefficienti di smorzamento) sono calcolati valutando la Funzione di Risposta in Frequenza (FRF) oppure la Funzione di Risposta all'Impulso (IRF), sia nel dominio del tempo sia in quello delle frequenze. Esistono particolari tipi di test basati sull'applicazione di sollecitazioni sinusoidali a frequenze naturali progressive vicine alla frequenza di risonanza. Questi test sono detti *tuned-sinusoidal forced test* e sono frequentemente applicati alle strutture dell'ingegneria civile attraverso l'uso di vibrodine a massa eccentrica.

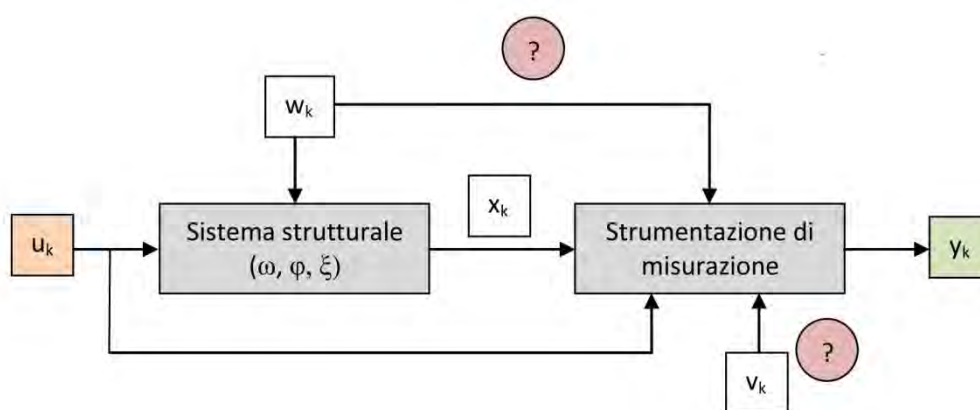


Figura 9 - Schema delle tecniche di identificazione *input-output*.

I metodi *input-output* possono essere classificati in base al tipo di formulazione, al numero di gradi di libertà, al tipo di valore e numero di input/output.

Partendo dal tipo di formulazione, ci sono due possibilità, la formulazione indiretta (*modal*) e la formulazione diretta. Nella formulazione modale (*modal*) si assume la linearità e ortogonalità delle proprietà dei modi vibrazionali e dello smorzamento C proporzionali alla massa M e alla rigidezza K . La formulazione diretta tratta le equazioni di equilibrio dinamico differenziale e valuta i coefficienti costanti associati.

La formulazione ha la proprietà di disaccoppiare la risposta strutturale in contributi modali, permettendo il conteggio solo di alcuni di questi in algoritmi *curve-fitting*. Se gli algoritmi di *fitting* dipendono da una frequenza di risonanza e dai coefficienti di smorzamento per regolare la funzione per misurare i dati, allora tale algoritmo è detto *Single Degree of Freedom* (SDOF). Al contrario, se il processo di regolazione valuta diversi modi di vibrare questi algoritmi sono detti

Multiple Degree of Freedom (MDOF) e, di conseguenza, sono più accurati e più complessi da implementare.

Il tipo delle stime può essere connesso al dominio delle frequenze con formulazioni modali. Queste possono essere suddivise in stime locali o globali, dipende dalla procedura di estrazione delle forme modali, che possono essere basate su prove separate per ogni FRF, per le stime locali, o su un'unica analisi d'insieme delle funzioni FRF per la stima globale.

È importante stabilire il numero di punti da eccitare e di cui misurarla risposta. Dal punto di vista dell'accuratezza, l'ideale è quello di eccitare la struttura in diversi punti per indurre sufficiente energia per permettere di estrarre il maggior numero di informazioni modali. Le difficoltà di sincronizzazione e nell'equipaggiamento costringono spesso ad adottare singoli input test. I test più semplici sono quelli con un singolo input e un singolo output da misurare, i cosiddetti algoritmi *Single-Input-Single-Output* (SISO). I test *single-input* presentano la difficoltà nell'indurre tutti i modi rilevanti e possono essere individuate differenti localizzazioni insieme con differenti risposte trattate simultaneamente o individualmente. Il primo caso porta agli algoritmi *Single-Input-Multi-Output* (SIMO), mentre il secondo porta agli algoritmi *Multi-Input-Multi-Output* (MIMO).

La tabella 1 mostra i gli algoritmi di identificazione più usati che riassumono i metodi di classificazione.

	Metodo	Tipo di formulazione	Gradi di libertà (DOF)	Tipo di stima	Numero di <i>input/output</i>
Dominio delle frequenze	Peak Picking	Indiretta (<i>Modal</i>)	SDOF	Locale	SISO
	Circle-fit				SISO/SIMO
	Inverse				
	Dobson				SIMO/MIMO
	Nonlinear LSFD				
	Orthogonal Polynomial		MDOF	Locale/globale	SIMO/MIMO
Time-sinusoid	Mau		SDOF	Locale	SISO
	Asher's		MDOF	Globale	MIMO
Dominio del tempo	Complex Exponential		SDOF	Locale	SISO
	LSCE		MDOF	Globale	SIMO/MIMO
	Ibrahim	MIMO			
	ERA				
	ARMA				Diretta

Tabella 1 - Classificazione degli algoritmi di identificazione [Caetano, 2000].

3.7.1 Misura della funzione FRF

Secondo la prima definizione di FRF, indicata nelle equazioni (4) e (11), avendo la misura sia della risposta nel dominio del tempo $y(t)$ per gli i gradi di libertà sia della sollecitazione $u(t)$ negli j gradi di libertà, la FRF $H_{(i,j)}(\omega)$ può essere calcolata direttamente applicando le funzioni FRF nelle serie temporali:

$$H_{(i,j)}(\omega) = \frac{Y_i(\omega)}{U_j(\omega)}$$

dove U e Y sono, rispettivamente, gli spettri di Fourier della sollecitazione e il segnale di risposta.

Un altro processo per calcolare $H_{(i,j)}(\omega)$ avviene attraverso le relazioni stocastiche dell'input-output, riguardo all'incrocio delle funzioni degli spettri di densità tra la sollecitazione e la risposta, $S_{(i,j)}(\omega)$, e le funzioni spettro di densità spettrale (PSD) di risposta o di sollecitazione, $S_{(i,i)}(\omega)$ e $S_{(j,j)}(\omega)$, rispettivamente, dove le seguenti relazioni possono essere osservate:

$$H_{(i,j)}(\omega) = \frac{S_{(i,j)}(\omega)}{S_{(j,j)}(\omega)} \quad \text{e} \quad |H_{(i,j)}(\omega)|^2 = \frac{S_{(i,i)}(\omega)}{S_{(j,j)}(\omega)}$$

Una volta che le misure vengono discretizzate nel tempo Δt , l'equazione soprastante può essere valutata solo in valori di frequenze discrete ω su un intervallo di frequenze $\Delta\omega$ definito da frequenze semplici f_s , definite come:

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{N \cdot f_s}$$

e le funzioni FRF sono poi calcolate come stima del valore reale attraverso le seguenti equazioni:

$$\widehat{H_{(i,j)}}(\omega) = \frac{\widehat{Y_i}(\omega)}{\widehat{U_j}(\omega)} \quad , \quad \widehat{H_{(i,j)}}(\omega) = \frac{\widehat{S_{(i,j)}}(\omega)}{\widehat{S_{(j,j)}}(\omega)} \quad , \quad |\widehat{H_{(i,j)}}(\omega)|^2 = \frac{\widehat{S_{(i,i)}}(\omega)}{\widehat{S_{(j,j)}}(\omega)} \quad (12)$$

dove ogni spettro $S(x_1, x_2)$ è dato dalla espressione:

$$\widehat{S_{(x_1, x_2)}}(\omega) = \frac{X_1(\omega)X_2(\omega)}{N \cdot \Delta t} \quad (13)$$

3.7.2 Peak Peaking Method

Il metodo basato sul dominio delle frequenze più conosciuto e più usato è il *Peak Picking Method*⁵ (PP), il quale assume che in vicinanza delle frequenze di risonanza la risposta è dominata dai modi di risonanza, di conseguenza, non ci sono contributi degli altri modi non in risonanza. La definizione di FRF, secondo l'equazione (11), può essere sostituita dall'equivalente equazione della funzione FRF di un sistema ad un singolo grado di libertà, rappresentata da:

$$H_{(i,j)}(\omega) = \frac{\varphi_{i,n} \varphi_{j,n}}{(\omega_n^2 - \omega^2) + j(2\xi_n \omega_n \omega)} \quad (14)$$

⁵ Ewins, 2000 e Maia Silva, 1997

Le frequenze di risonanza ω_n sono poi associate ai picchi in ampiezza della funzione FRF. Per la stima dello smorzamento, si usa il metodo *Half-Power Bandwidth*. Il metodo è basato sul calcolo di frequenze vicine, dove il quadrato dell'ampiezza della FRF è uguale a metà del massimo valore:

$$|H_{(i,j)}(\omega)|^2 = \frac{1}{2} |H_{(i,j)}(\omega_n)|^2$$

Usando la precedente definizione, il coefficiente di smorzamento ξ_n può essere approssimativamente calcolato nel seguente modo:

$$\xi_n \approx \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_n}$$

Nella figura 10 viene mostrate graficamente le procedure per calcolare il valore dei picchi per le frequenze di risonanza e dei coefficienti di smorzamento.

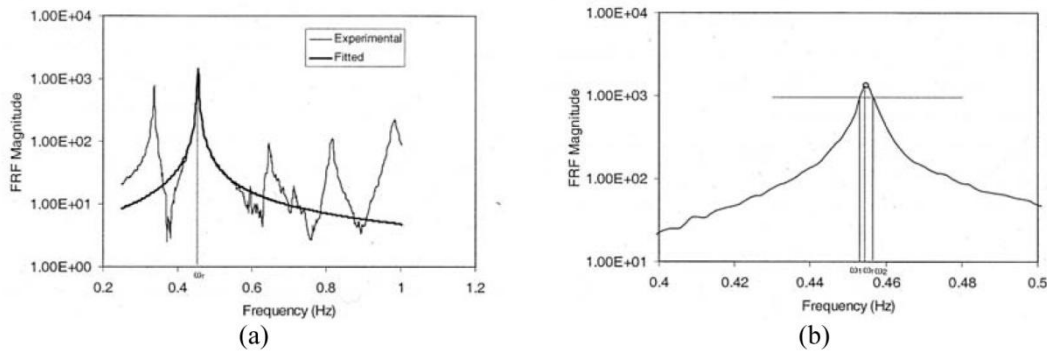


Figura 10 - Metodo *Peak Picking* [Caetano, 2000]: a) adattamento della funzione FRF con un grado di libertà; b) stima dello smorzamento usando il metodo *Half Power Bandwidth*.

Infine, i vettori delle forme modali si presume siano gli autovettori reali, i quali posso essere estratti considerando i valori dei picchi di una serie di FRF e secondo l'equazione (14), attraverso:

$$H_{(i,j)}(\omega_n) = \frac{\varphi_{i,n} \varphi_{j,n}}{2\xi_n \omega_n^2}$$

e calcolando i termini della prima diagonale, dove le funzioni FRF sono correlate con la misura degli input e degli output nella stessa posizione, gli auto componenti sono perciò ottenuto così:

$$\varphi_{i,n} = \sqrt{2\xi_n \omega_n^2 H_{(i,i)}(\omega_n)} \quad \text{e} \quad \varphi_{j,n} = \sqrt{2\xi_n \omega_n^2 H_{(j,j)}(\omega_n)} / \varphi_{i,n}$$

La forma dei risultati del metodo PP sono molto sensibili al rumore e allo smorzamento strutturale, poiché la stima delle forme modali sono calcolate solo attraverso solo tre punti per ogni FRF. Altre fonti di errori sulla stima delle forme modali possono apparire quando le frequenze di risonanza sono in uno stretto intervallo, con il risultato di contaminazioni dei valori di risonanza, o quando le FRF sono molto acute e conseguentemente la stima dello smorzamento ha una bassa risoluzione.

3.8 Tecniche di identificazione dinamica *Output-Only*

Le tecniche di identificazione modale *output-only* o *ambient vibration test* sono state sviluppate nell'ambito dell'ingegneria meccanica ed aerospaziale, ma hanno assunto molta importanza anche nelle opere dell'ingegneria civile, come ponti e grattacieli, nei quali l'eccitazione esterna e la determinazione delle forze applicate costituisce un problema. Le tecniche sono basate sulla misura della risposta dinamica di un sistema virtuale sotto condizioni di carico naturale (sia ambientale che operativo) e sull'assunzione che l'eccitazione esterna sia di natura casuale nel dominio del tempo e nello spazio fisico della struttura.

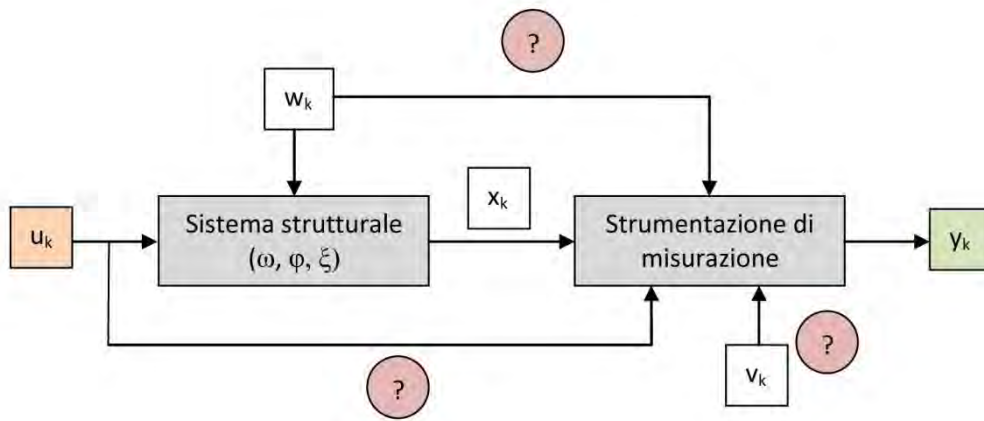


Figura 11 - Schema delle tecniche di identificazione *output-only*.

In questo tipo di tecniche di identificazione, l'ipotesi fondamentale sulle forze di eccitazione del sistema virtuale consiste nel considerare la sollecitazione ambientale u_k come un processo stocastico di rumore bianco nell'intervallo delle frequenze d'interesse. A causa della natura dei dati acquisiti, la risposta y_k include contributi modali delle forze ambientali, il contributo del sistema strutturale e il contributo del rumore del segnale provenienti da fonti indesiderate. Inoltre, la risposta misurata evidenzia i picchi di ampiezza della funzione di densità spettrale, provenienti sia dal sistema strutturale sia dalla forze ambientali, di conseguenza le tecniche di identificazione *output-only* devono essere in grado di separare tali forme modali.

Le tecniche possono essere divise in due gruppi, in relazione al tipo di dati raccolti, che possono essere nel dominio delle frequenze o nel dominio del tempo. Il primo gruppo si basa sull'analisi del segnale di ciascun punto di misurazione (nel dominio delle frequenze attraverso l'applicazione della FFT) e sulla correlazione tra i segnali; queste tecniche vengono chiamate metodi non parametrici. Il secondo gruppo si basa sulla calibrazione del modello attraverso funzioni di correlazione o serie temporali (*time history*), di ciascun punto, misurate nel dominio del tempo; tali tecniche sono dette metodi parametrici.

Generalmente i metodi che sfruttano il dominio delle frequenze hanno processi di elaborazione dati più veloci e sono più semplici da utilizzare per gli utenti, rispetto ai metodi che si fondano nel dominio del tempo. Come svantaggio, però, i metodi nel dominio delle frequenze presentano maggiori difficoltà nell'identificare valori di frequenze vicine, poiché presentano dei limiti per quanto riguarda la risoluzione di frequenze vicine dovuti al processo di FFT.

Nella tabella 2 sono elencati i principali metodi di identificazione *output-only*⁶. Si può trarre la conclusione che non esiste un unico metodo da usare nell'identificazione modale, infatti, ogni metodo offre accurati risultati quando applicato convenientemente, inoltre, ogni metodo presenta i propri vantaggi e le proprie limitazioni.

	Metodo	Caratteristiche
Dominio delle frequenze	Peak Picking (PP)	Classico metodo SDOF
	Frequency Domain Decomposition	Metodo MDOF, applicazione della SVD per ridurre il rumore
	Enhanced Frequency Domain Decomposition	Metodo MDOF, applicazione della SVD per ridurre il rumore
	Polimax	Metodo MDOF
Dominio del tempo	Random Decrement (RD)	Opera su serie temporali, porta ad un libero decadimento della curva di analisi
	Recursive Techniques (ARMA)	Modellazione delle serie temporali usando algoritmi ricorsivi
	Maximun Likelihood Methods	Metodo stocastico basato sulla minimizzazione della matrice di covarianza
	Stochastic Subspace Identification Methods (SSI-DATA)	Metodo stocastico basato sul progetto del vettore di stato in relazione a vettori passati

Tabella 2 - Classificazione di alcuni dei più rilevanti algoritmi di classificazione *output-only* [Caetano, 2000].

3.8.1 Frequency Domain Decomposizion Method (FDD)

Per introdurre il metodo *Frequency Domain Decomposition* (FDD), è importante evidenziare una caratteristica sulla misurazione della funzione FRF nel contesto dell'identificazione *output-only*. Come la sollecitazione viene considerata un processo stazionario gaussiano a rumore bianco, la funzione PSD della sollecitazione è considerata costante, quindi $S_{jj}(\omega)=C$, questa assunzione influenza la terza assunzione presentata nell'equazione (12), rappresentata da:

$$|\widehat{H}_{(i,j)}(\omega)|^2 = \frac{\widehat{S}_{(i,j)}(\omega)}{C}$$

⁶ Caetano, 2000

Questa osservazione indica che i picchi della FRF in vicinanza delle frequenze di risonanza del sistema strutturale si possono ottenere direttamente dai picchi della funzione PSD valutandone solo la misura della risposta.

Il metodo FDD può essere visto come una estensione del metodo PP, il quale assume che le frequenze di risonanza siano bene spaziate nella frequenza e che il contributo dei modi nelle vicinanze delle frequenze di risonanza sia nullo. Il metodo è stato presentato da Brincker⁷ e le basi del metodo FDD sono rappresentate dal metodo *Singular Value Decomposition* (SVD) della risposta spettrale in densità di massa, data da:

$$S_y(\omega_k) = \Psi_k \Lambda_k \Psi_k^H$$

dove Λ_k è la matrice diagonale con i valori singolari, gli autovalori positivi e reali della matrice $S_y(\omega)$ disposti in ordine decrescente. Il primo valore equivale per ogni frequenza allo spettro di potenza del sistema ad un unico grado di libertà in conformità ai modi significativi che contribuiscono alla risposta. Ψ_k è la matrice ortogonale complessa nella quale ogni colonna contiene i vettori dei modi di vibrare di ogni picco spettrale. L'apice ^H denota la coniugata trasposta, si può stabilire la seguente relazione per la matrice Ψ_k :

$$\Psi_k \Psi_k^H = \Psi_k^H \Psi_k = I$$

Il passo successivo è dato dall'analisi dello spettro dei valori singolari di Λ_k per la selezione dei picchi di risonanza e i corrispondenti modi di vibrare e la valutazione delle componenti del modello sui misurati gradi di libertà.

Di seguito sono elencati in dettaglio i passi seguiti nel processo FDD:

1. Per ogni set di misure registrate viene individuata una matrice di densità spettrale di potenza di dimensione $m \times m$, dove m è il numero di strumenti di misura (accelerometri) a disposizione per ogni *setup* di prova:

$$S_{yy}(\omega) = \begin{bmatrix} S_{y_1 y_1}(\omega) & \cdots & S_{y_1 y_m}(\omega) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{y_m y_1}(\omega) & \cdots & S_{y_m y_m}(\omega) \end{bmatrix}$$

Dove:

- $G_{y_i y_i}(\omega)$ = funzione di densità autospettrale;
 - $G_{y_i y_j}(\omega)$ = funzione di densità spettrale incrociata;
2. Di ciascuna serie y , finestrata e sovrapposta, viene calcolata la trasformata discreta di Fourier:

$$\widetilde{y}_1 \leftrightarrow \widetilde{Y}_1$$

⁷ Brincker et al. 2000

$$\widetilde{y}_2 \leftrightarrow \widetilde{Y}_2$$

$$\widetilde{y}_n \leftrightarrow \widetilde{Y}_n$$

3. Si mediano le trasformate calcolate:

$$Y_i = \sum_{k=1}^n \widetilde{Y}_k$$

4. Dalla trasformata di Fourier di ricavano le funzioni di densità autospettrale e le funzioni di densità spettrale incrociata:

$$S_{y_i y_i}(\omega) = \frac{2 \cdot \Delta t}{n \cdot s} |Y_i|^2$$

$$S_{y_i y_j}(\omega) = \frac{2 \cdot \Delta t}{n \cdot s} |\overline{Y}_i Y_j|$$

5. Si esegue la SVD (*Singular Value Decompositio*) di ciascuna matrice di densità spettrale di potenza in una matrice Λ_k fatta dai *singula value* e in una matrice dei *singular vectors* Ψ_k :

$$S_y(\omega_k) = \Psi_k \Lambda_k \Psi_k^H$$

Dove:

$$\begin{aligned} - \Lambda_k &= \begin{bmatrix} s_1 & & \\ & \dots & \\ & & s_m \end{bmatrix} \\ - \Psi_k &= \begin{bmatrix} u_{11} & \dots & u_{1m} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ u_{m1} & \dots & u_{mm} \end{bmatrix} \end{aligned}$$

6. Dalla rappresentazione grafica dello spettro dei valori singolari è possibile individuare i picchi cui corrispondono i modi da identificare (figura 12):

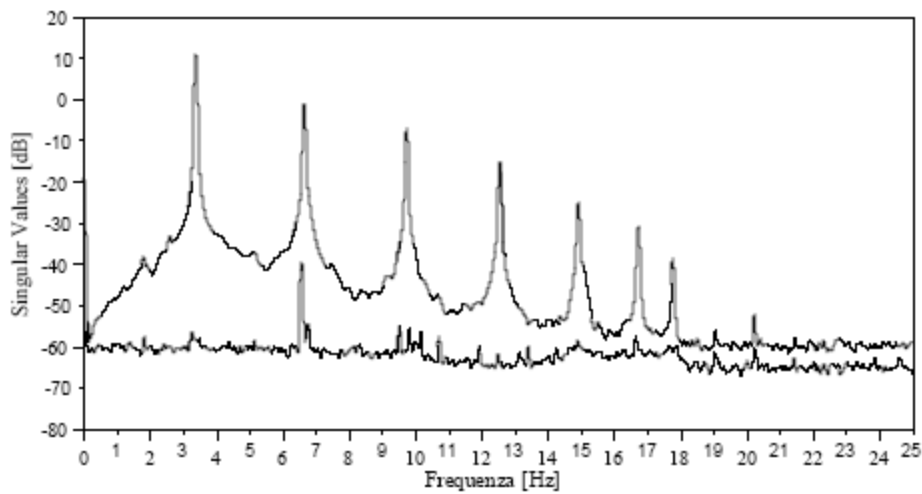


Figura 12 - Valori singolari di un set di dati [Agnifili, 2002].

Il metodo FDD è stato implementato da Brincker⁸ nel 2001 con il metodo EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*). Sostanzialmente il primo passo del metodo EFDD è lo stesso di quello FDD ma la stima dei valori delle frequenze e dei coefficienti di smorzamento sono calcolati attraverso l'applicazione della funzione inversa FFT di ogni funzione di densità spettrale per ogni modo vibrazionale. La funzione risposta di auto-correlazione ottenuta è ora una tipica risposta di un sistema ad un singolo grado di libertà di un sistema con una risposta dinamica in vibrazioni libere (figura 13). L'intersezione con l'asse delle ascisse fornisce le frequenze naturali per ogni sistema e i coefficienti di smorzamento vengono calcolati attraverso decrementi logaritmici.

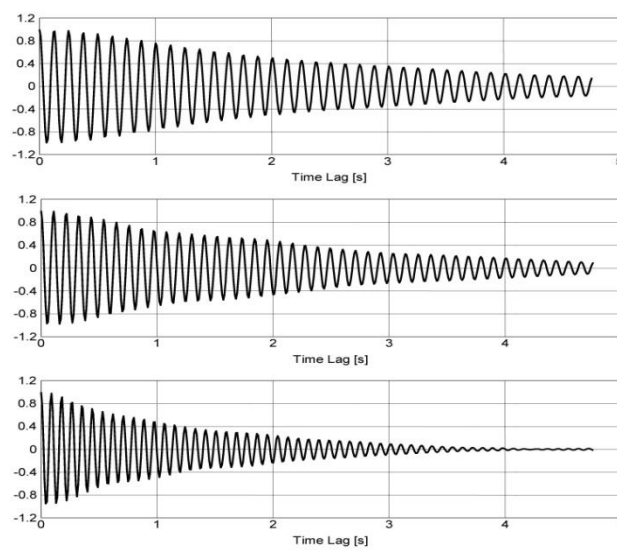


Figura 13 - Funzione di auto-correlazione di un sistema ad un singolo grado di libertà ottenuta col metodo EFDD per i primi tre picchi.

Come sopra descritto, i metodi *output-only* devono avere la possibilità di separare i picchi delle funzioni di densità spettrale delle frequenze di risonanza da altri picchi che risultano da fonti indesiderate. Per svolgere questa selezione dei picchi strutturali si usa la funzione scalare di coerenza tra la risposta di due punti misurati, y_i e y_j . I valori della funzione di coerenza $\gamma^2(\omega)$ valgono:

$$\gamma_{i,j}^2(\omega) = \frac{|\widehat{S_{y(i,j)}}(\omega)|^2}{\widehat{S_{y(i,j)}}(\omega)\widehat{S_{(i,j)}}(\omega)}$$

Variano da zero ad uno e indicano, nel dominio delle frequenze, la linearità tra i due segnali misurati e la presenza di modi globali. I valori vicini ad uno indicano una forte relazione tra i segnali. Comunque, per le frequenze di risonanza risultanti da modi locali o da frequenze vibrazionali ambientali che non riescono a mobilitare un modo globale, la funzione di coerenza

⁸ Brincker et al. 2001.

risulta avere valori bassi⁹. Nella figura 14 b) sono evidenziati i valori di coerenza per le densità spettrali tra due punti di riferimento in tutti i set di dati raccolti, si osserva, quando la il valore della coerenza è vicino ad uno, un picco evidente nel primo valore singolare che appare nella figura 14 a).

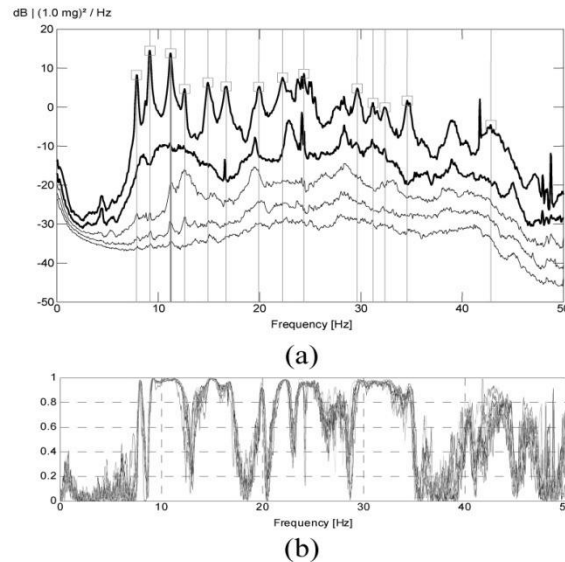


Figura 14 - Metodi FDD: a) decomposizione del singolo valore (SVD) del metodo FDD; b) coerenza della densità spettrale tra trasduttori collegati per tutte le serie di dati.

L'implementazione del metodo FDD è semplice. Tuttavia, questo metodo valuta le frequenze di risonanza con valori di frequenze discrete di limitata precisione a causa del fatto che il metodo si basa sull'analisi del segnale attraverso la funzione FFT. In particolare si trovano difficoltà nella stima delle frequenze che presentano valori vicini alle frequenze di risonanza. Per aumentare la risoluzione delle frequenze, devono essere usate serie temporali molto lunghe per l'analisi modale. In alternativa si usa il metodo EFDD, il quale supera questi problemi, poiché utilizza la funzione inversa FFT per la valutazione delle frequenze di risonanza e dei coefficienti di smorzamento.

I metodi FDD ed EFDD sono usati in software per l'identificazione modale come *ARTEMIS Extractor 4.0*.

3.8.2 *p-LSCF*

Il *poly-reference Least Squares Complex Frequency Domain* (*p-LSCF*), conosciuto anche con il nome *PolyMAX* (LMS), è una tecnica parametrica sviluppata nel dominio delle frequenze, inizialmente sviluppata tra i metodi *input-output* per eseguire l'identificazione dei parametri modali dalle FRF.

⁹ Paultre et al. 1995.

Tuttavia, per un sistema eccitato da rumore bianco, ci sono alcune delle somiglianze tra la decomposizione modale della FRF e di metà spettro. Perciò tale tecnica è stata esportata anche nel campo dell'identificazione *output-only* da Peeters & Van der Auweraer nel 2005.

Il metodo LMS *PolyMAX* utilizza la FRF come dato di partenza. Come solitamente avviene per i metodi nel dominio del tempo, esso richiede delle risposte impulsive come dati primari (ottenute con la trasformata inversa di Fourier della FRF). Nel metodo *poly-reference LSCF*, la *right matrix-fraction* si assume rappresenti la FRF misurata:

$$[H(\omega)] = \sum_{r=0}^p z^r [\beta_r] \left(\sum_{r=0}^p z^r [\alpha_r] \right) \quad (15)$$

Dove $[H(\omega)]$ è la matrice contenente la FRF tra tutti gli m input e gli l output; $[\beta_r]$ è il numeratore della matrice dei coefficienti polinomiali; $[\alpha_r]$ è il denominatore della matrice dei coefficienti polinomiali e p è l'ordine del modello.

Un modello nel dominio z , ad esempio un modello nel dominio della frequenza derivato da uno a tempo discreto, è utilizzato nell'equazione, tramite:

$$z = e^{j\omega\Delta t}$$

dove Δt è il periodo di campionamento.

L'equazione 15 può essere scritta per tutti i valori dell'asse delle frequenze della FRF. I coefficienti polinomiali ignoti $[\beta_r]$, $[\alpha_r]$ sono quindi trovati come soluzione ai minimi quadrati di questa equazione (dopo la linearizzazione). Una volta che i coefficienti del denominatore $[\alpha_r]$ sono determinati, i poli e i fattori di partecipazione modale vengono calcolati come autovalori e autovettori della matrice guida:

$$\begin{pmatrix} 0 & I & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & I \\ -[\alpha_0^T] & -[\alpha_1^T] & \cdots & -[\alpha_{p-2}^T] & -[\alpha_{p-1}^T] \end{pmatrix} \cdot V = V\Lambda$$

I fattori di partecipazione modale sono le ultime m righe di V ; la matrice Λ contiene i poli $e^{-\lambda_i \Delta t}$ sulla diagonale. Essi sono connessi alle frequenze ω_i (rad/s) e ai rapporti di smorzamento ξ_i come segue:

$$\lambda_i, \lambda_i^* = -\xi_i \omega_i \pm \sqrt{1 - \xi_i^2} \omega_i$$

Il segno $*$ denota il coniugato complesso.

Questa procedura permette di costruire un diagramma di stabilizzazione per aumentare l'ordine del modello e usare criteri di stabilità per le frequenze, rapporti di smorzamento e fattori di partecipazione modale.

Teoricamente, le forme modali possono derivare dai coefficienti $[\alpha_r]$, $[\beta_r]$ ma possono essere trovati anche considerando il cosiddetto *pole-residue model*:

$$[H(\omega)] = \sum_{j=1}^n \frac{\{v_i\} \langle l_i^T \rangle}{j\omega - \lambda_i} + \frac{\{v_i^*\} \langle l_i^H \rangle}{j\omega - \lambda_i^*} - \frac{[LR]}{\omega^2} + [UR]$$

Dove n è il numero dei modi; H denota il complesso coniugato trasposto della matrice; $\{v_i\}$ sono le forme modali; $\langle l_i^T \rangle$ sono i fattori di partecipazione modali e λ_i sono i poli. $[LR]$ e $[UR]$ sono rispettivamente il residuo più basso e il più alto che modella l'influenza dei modi fuori banda rispetto alla banda di frequenze considerata. L'interpretazione del diagramma di stabilizzazione indica una serie di poli λ_i a fattori di partecipazione corrispondenti $\langle l_i^T \rangle$. Poiché le uniche incognite sono le forme modali $\{v_i\}$ e i residui inferiore e superiore, possono essere ottenute risolvendo l'equazione in modo lineare con il metodo dei minimi quadrati. Questo *step* è chiamato *Least Squares Frequency Domain* (LSFD).

L'algoritmo p-LSCF è considerato uno dei più accurati nel campo delle tecniche OMA nel dominio delle frequenze. Il diagramma di stabilizzazione ottenuto è estremamente chiaro e rende molto più agevole la selezione dei poli fisici. Tale metodo è implementato nella *Toolbox* di *Matlab* (MACEC 3.2).

3.8.3 Pianificazione del test output-only

Uno dei principali aspetti che devono essere progettati nell'applicazione delle tecniche di identificazione *output-only* è la definizione di un test di pianificazione il quale è idealmente composto da sei fasi:

1. La prima fase comprende l'analisi modale del modello agli elementi finiti per avere un'idea preliminare sui valori delle frequenze e sulle forme modali della struttura. Generalmente, per costruzioni in mattoni, deve essere costruito il modello e devono essere pianificati test meccanici per caratterizzare le proprietà meccaniche;
2. La seconda fase fa riferimento alla definizione del numero di sensori e alla loro posizione, in conformità alle necessità del test di identificazione dinamica e alla preliminare analisi dinamica svolta sul modello FE. Il numero di punti di che dovranno essere misurati, in generale, è maggiore del numero di sensori disponibili. In questo caso, un o più punti

dovrebbero essere scelti come sensori fissi, mentre gli altri sensori vengono mossi attorno alla struttura.

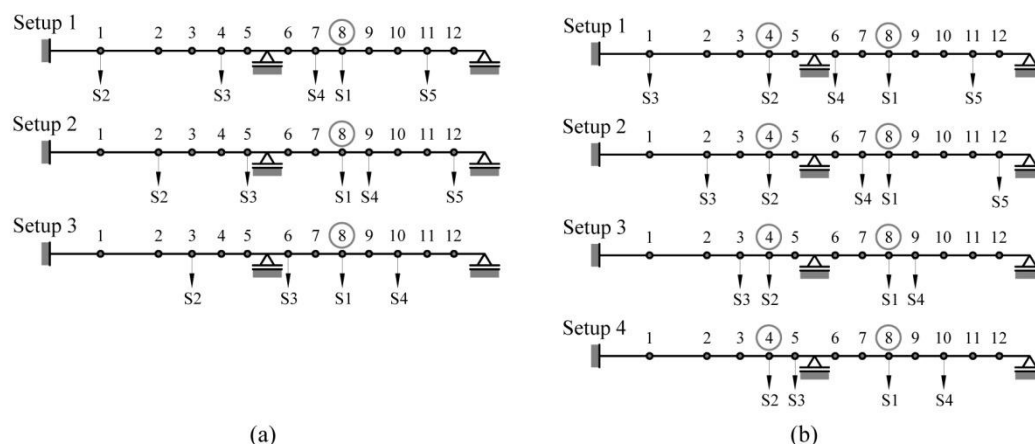


Figura 15 - Esempio di spostamento dei sensori: a) tre *setup* con un sensore di riferimento; b) quattro *setup* con due sensori di riferimento.

Va sottolineato che almeno un punto di riferimento dovrebbe coincidere con un nodo delle forme modali strutturali, altrimenti si ottengono risultati non accurati. Ogni singolo *step* di misura viene chiamato *setup*, comunemente per semplici identificazioni dinamiche si possono avere anche dieci o più *setup*. Ogni persona coinvolta nel test di identificazione deve essere informata sulle procedure in base alle quali viene svolto il test.

3. Nella terza fase, prima delle misurazioni da effettuare per ciascun *setup*, è importante procedere prima con alcune misure del segnale localizzate per monitorare il livello del segnale stesso, per caratterizzare il rapporto segnale/rumore e per costruirsi un'idea sulle frequenze di risonanza coinvolte. Questo compito può essere svolto applicando la FFT delle risposte misurate in alcuni punti chiave, ad esempio nei punti di riferimento. Dopo questa analisi dinamica preliminare, si potrebbero rendere necessario alcuni cambiamenti nella pianificazione del test al fine di ottenere risultati accurati, per esempio si potrebbero installare diversi tipi di sensori oppure cambiare la posizione a quelli già presenti, oppure potrebbe manifestarsi la necessità di aumentare la sollecitazione per incrementare il rapporto segnale/rumore, in altri casi, serve modificare la frequenza di campionamento delle misurazioni. Se il rapporto segnale/rumore risulta essere troppo basso, si possono applicare fonti di eccitazione casuali cosicché il risultato non soffra di particolari influenze¹⁰.
4. La quarta fase consiste nell'impostazione sei *setup* di misurazione. Per quel che riguarda la durata, deve essere registrato un elevato numero di punti per avere una buona risoluzione

¹⁰ Peetes, 2000

in frequenza. Una prima regola empirica (Rodrigues, 2004) è quella di considerare 2000 volte il più alto periodi di interesse (ovvero la frequenza naturale minore), per esempio per struttura con frequenze naturali di 2 Hz, la durata totale del campionamento di aggira attorno ai 17 minuti. Osservazioni sull'esperienza pratica e in caso di strutture flessibili (Caetano, 2000), consigliano durate delle misurazioni di 30 o 40 volte maggiori il periodo della struttura, la durata del campionamento, dunque, varia dai 2 agli 11 minuti. Per concludere, la regola empirica di usare un campionamento 1000 volte superiore il periodo (con una durata minima di 10 minuto per ogni *setup*) può essere usata per ottenere risultati accurati se la struttura è ben sollecitata, ma la durata deve essere convenientemente definita considerando il numero di sensori disponibili, il numero di punti di misurazione e la disponibilità di tempo per l'esecuzione del test.

5. La quinta fase è un controllo preliminare sulla qualità dei dati ottenuti. Nella fase di configurazione dei *setup* e tra ogni *setup* è importante controllare il segnale misurato per tutti i sensori, per evitare la perdita di dati o un segnale di qualità bassa. Prima di smobilitare la strumentazione per il test dinamico, sarebbe opportuno eseguire una analisi modale preliminare per essere sicuri che i risultati sperimentali acquisiti abbiano una qualità sufficiente al fine di ottenere una buona identificazione dinamica della struttura.
6. Nella sesta fase, è buona pratica studiare il comportamento dinamico della struttura usando almeno due o più metodo di identificazione. Questo accorgimento fornisce la possibilità di controllare la veridicità dei risultati, e può costituire una buona base di partenza per proseguire in seguito con l'applicazione di ulteriori procedure più oggettive.

3.9 Model updating

I dati raccolti durante il monitoraggio, sia statico sia dinamico, possono essere utilizzati per calibrare ed aggiornare il modello numerico agli elementi finiti rappresentativo della struttura. Il *model updating* è quel processo di quantificazione della differenze tra i risultati di un'analisi su un modello agli elementi finiti e i dati sulla risposta misurati sulla struttura, per poi modificare i valori di input dei parametri inseriti nel modello al fine di ottenere un modello valido. Durante questo processo, i dati sperimentali vengono comparati con i risultati delle predizioni numeriche ottenute dal modello. La risposta dinamica viene mostrata sotto forma di spostamenti, danni e possibili meccanismi di collasso, poi viene comparata con i risultati numerici e il modello viene implementato fino ad ottenere risultati soddisfacenti. Gli aggiornamenti del modello riguardano le

proprietà dei materiali, la geometria o la morfologia degli elementi strutturali, la modellazione della connessioni, l'influenza del terreno, le possibili interazioni con edifici adiacenti e la distribuzione del danno (in particolare l'influenza di grosse fessure locali o separazioni).

La validazione è il processo di determinazione del grado al quale un modello è un'accurata rappresentazione del mondo reale dal punto di vista di un previsto uso del modello.

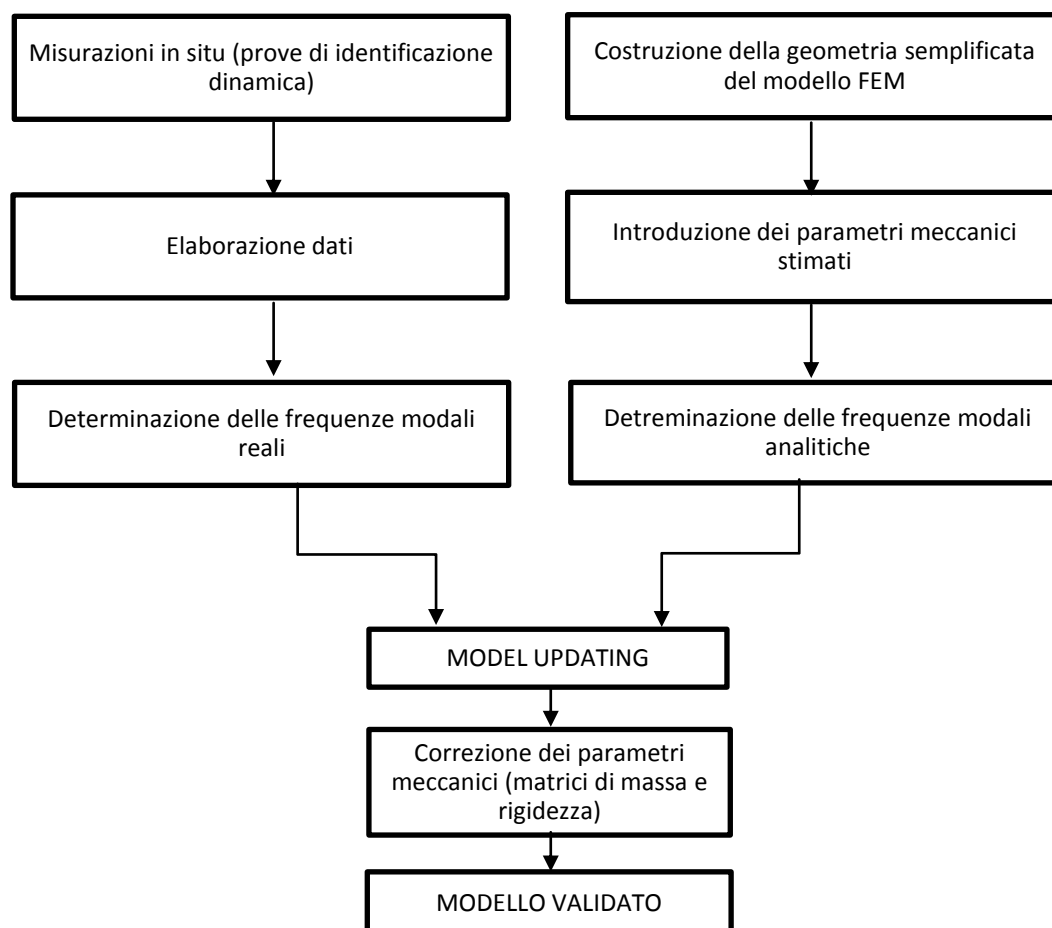


Figura 16 - Procedura adottata durante la correlazione tra test dinamici e il modello FEM.

3.10 Conclusioni

Nel capitolo è stata effettuata un'analisi dello stato dell'arte nel campo dell'identificazione dinamica, mostrandone l'evoluzione dai primi utilizzi negli anni settanta fino ai giorni nostri. Dopodiché si è passati a classificare le principali tecniche utilizzate nell'identificazione dinamica, le quali si suddividono principalmente in due gruppi: tecniche *input-output* (nel qual caso si parlerà di Analisi Dinamica Sperimentale, EMA) oppure tecniche *output-only* (Analisi Dinamica Modale). La distinzione risiede nella conoscenza della sollecitazione alla quale è sottoposta la struttura durante il test, infatti, nell'EMA tale sollecitazione è nota, mentre, nell'OMA la sollecitazione è sconosciuta.

Il processamento del segnale dovrà tenere in considerazione la presenza di errori che nascono dalla conversione dello stesso da analogico a digitale. Tali errori sono rappresentati da: *aliasing* e *leakage* e possono essere risolti con le tecniche del *windowing* e dell'*overlap averaging*.

Per meglio comprendere le tecniche di identificazione dinamica sono stati fatti dei richiami alla dinamica delle strutture per sistemi ad un singolo grado di libertà e per sistemi ad n gradi di libertà. Attraverso tali richiami teorici si sono potuti spiegare concetti quali la trasformata di Fourier (FFT) e la funzione in frequenza di risposta (FRF) utili per meglio comprendere il funzionamento di particolari tecniche di identificazione.

Lo studio delle tecniche di identificazione ha posto l'accento in particolare sulle tecniche FDD ed EFDD, le quali sono utilizzate nel programma *ARTEMIS Extractor 4.0*, utilizzato in seguito per eseguire un'analisi modale della struttura del Mastio di Castelvecchio.

La fase dell'analisi modale di una struttura si conclude con la calibrazione del modello agli elementi finiti che viene creato per studiare l'edificio. Questa fase, denominata *model updating*, permette di fare coincidere, nei limiti del programma di calcolo, il comportamento reale della struttura, esaminato attraverso i test dinamici, con il comportamento derivante dal modello FEM.

4 **Inquadramento** **storico**

4.1 **Genesi ed evoluzione di Castelvecchio**

Verona è una città fortificata ed è stata considerata fino alla fine della prima guerra mondiale una città di confine¹. Si trova sulla grande direttrice est-ovest che attraversa la zona pianeggiante dell'Italia settentrionale e la sua posizione lungo la via di accesso verso nord (attraverso la valle dell'Adige e il Trentino) l'ha resa vulnerabile e facile preda di invasioni. Lo sviluppo della città e il contemporaneo sviluppo di Castelvecchio possono essere riassunti come una serie di esigenze militari da parte di successivi difensori. Nella città si possono identificare tre distinti sistemi di fortificazioni: romano, comunale (quando la città era un libero comune nel XII secolo) e scaligero tra XIII e XIV secolo, ognuno dei quali rappresenta una graduale espansione dell'area urbana delimitata dall'ansa dell'Adige dove era stata fondata la città romana dal caratteristico sistema viario a griglia.

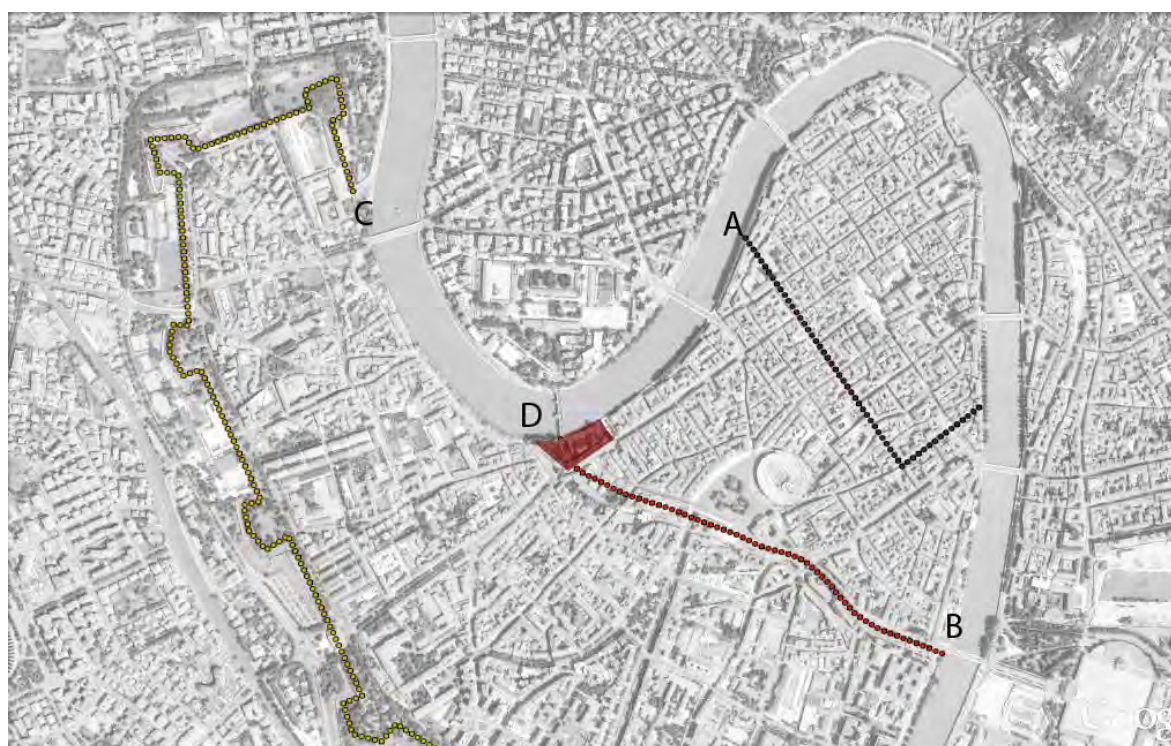


Figura 1 - Pianta del centro di Verona che illustra il tracciato approssimativo dei tre successivi sistemi di fortificazione: A) mura romane, B) mura comunali del XII secolo, C) parte delle mura scaligere del XIV secolo, D) Castelvecchio.

¹ Barbetta G., *Le mura e le fortificazioni di Verona*, Verona, 1970.

Quando gli Scaligeri divennero signori di Verona, le fortificazioni della città vennero ulteriormente allargate per volontà prima di Alberto e poi di Cangrande. Furono gli Scaligeri che costruirono Castelvecchio tra il 1354 e il 1356 e il ponte sull'Adige nel 1354, in un momento di crisi della loro signoria segnato dalla feroce contrapposizione tra i figli di Mastino II. Cangrande II costruì la fortezza con l'aiuto tecnico e finanziario di sostenitori quali Bevilacqua e i Da Lisca, subito dopo la repressione della congiura ordita da Fregnano (1354) e poco prima di essere assassinato dal fratello Cansignorio (1359)².

L'intero complesso venne costruito molto rapidamente per dotare la famiglia di una residenza più sicura dei palazzi che si trovavano in piazza dei Signori. L'ubicazione stessa del castello, ai margini del centro urbano, a cavaliere della mura, con la piazza d'armi rivolta contro la città e la residenza esterna alla città fortificata, denota la rottura del legame tra dinastia e cittadinanza che aveva costituito la forza dei primi Scaligeri. Difatti l'intera difesa del castello è rivolta verso la città, in direzione del pericolo maggiore; così anche il ponte, costruito come via di fuga verso i territori alleati situati a nord, era stato concepito ad uso esclusivo degli abitanti del castello in caso di caduta della signoria.

Questo spiega la località scelta per edificare il castello, periferica rispetto alla vita urbana della città tanto nel XIV secolo. Gli Scaligeri costruirono la loro fortezza in due parti: una residenza o Reggia intorno a un cortile interno e una zona militare esterna; la divisione tra queste due zone era costituita dalla porzione delle mura comunali ormai inutile che venne incorporata nel mezzo del complesso. La Reggia venne costruita sul lato esterno (occidentale) di questo muro, capovolgendo la sua direzione difensiva. È un complesso di tre piani di sale interdipendenti, che si affaccia sul fiume. Testimonianza della destinazione abitativa sono gli ampi brani, superstiti in quest'area, di affreschi decorativi a finte tappezzerie con stemmi scaligeri e di un unico figurativo, di un maestro veronese della seconda metà del Trecento, rappresentante la *Madonna col Bambino, quattro santi e due donatori* (questi ultimi sono identificati dubitativamente con Antonio e Bartolomeo, figli di Cansignorio)³. Un cortile interno, adiacente al muro comunale, è dominato dal massiccio mastio, che controlla tanto il cortile che il ponte.

² Marini P., *Castelvecchio*, in *Suggerimenti dal passato immagini di Verona Scaligera* a cura di Boschi R., Vecchiato M., Verona, 2001.

³ Marinelli S., *Castelvecchio e le collezioni*, in *Carlo Scarpa a Castelvecchio* a cura di Magagnato L., pp. 133-148, 1982.



Figura 2 - Pittore veronese, *Madonna in trono con il bambino*, inizio del XIV secolo, pittura murale staccata, una delle testimonianze dell'utilizzo abitativo del castello sin dalla sua edificazione nella metà del Trecento.

Sul lato del muro comunale verso la città, gli Scaligeri costruirono una zona militare costituita da una vasta piazzaforte rettangolare ad uso delle truppe, probabilmente dotata di sole protezioni mobili lungo il fiume, ma circondata da mura, torri e fossato sui lati orientale e meridionale, dove inglobava la chiesetta di San Martino in Aquaro, attestata fin dall'VIII secolo, e dove si trova l'accesso principale con ponte levatoio.

A far da cerniera tra le due parti del castello fu utilizzato l'estremo tratto occidentale della mura comunale (1194 - 1224), in piccoli blocchi di tufo, dove si apre una pusterla che immetteva nella strada Gallica per Milano, documentata fin dal 1162 e detta Porta del Morbio dal nome di un possidente della zona, Morbio da Perceto. Danneggiato dall'inondazione del 1239, questo tratto di mura venne prima riparato e poi ricostruito nella successiva cinta di Cangrande I della Scala (1321 - 1325) con una diversa tessitura di mattoni alternati ad un conglomerato di ciottoli. Continuando verso sud, esso comprendeva, in continuità con la torre degli orologi, l'arco romano dei Gavi adattato a porta urbana.



Figura 3 - Porta del Morbio nella situazione attuale dopo il reastauo di Carlo Scarpa.

Completamento fondamentale della struttura, l'ardito ponte fu realizzato contemporaneamente su progetto tradizionalmente attribuito a Jacopo da Gozo e Giovanni da Ferrara⁴, e fu concepito come via di fuga verso i territori alleati del Tirolo, essendo accessibile unicamente dal castello. Lungo 120 metri e largo 7,5, esso è formato da tre campate disuguali di 24 ,29 e 48 metri.



Figura 4 - Il ponte, costruito da Cangrande II della Scala per garantirsi una sicura via di fuga verso l'Impero, fu completato in soli due anni. Le pile esagonali erano prive di fondazioni e posavano direttamente sul greto del fiume sopra un consistente strato di durissima puddinga. Per la costruzione furono utilizzate le pietre dell'Anfiteatro romano. Ogni pila funzionava da spalla per le arcate che, in numero di tre, ciascuna di ampiezza differente, dominavano il fiume.

Nel 1376, infine, Bartolomeo e Antonio della Scala intrapresero la costruzione del mastio, la torre maestra, adiacente alla residenza e al ponte.

⁴ Bozzetto L.V., *Castelvecchio e il ponte scaligero*, a cura del Commando Forze Terrestri Alleate del Sud Europa, Siena - Verona, 1995.



Figura 5 - Prospetto nord della Torre del Mastio.

Con la caduta degli Scaligeri, nel 1387, l'utilizzo del castello per scopi militari continuò con Visconti e Carraresi.

Pochi i segni del lungo dominio della Repubblica di Venezia (1405 - 1796): il grande affresco con il leone di san Marco sul mastio, oggi quasi totalmente scomparso e quello con la Vergine e i Santi Rocco e Sebastiano, di ignoto pittore veronese del secondo Cinquecento, nella nicchia della torre soprastante il ponte levatoio che conduce alla corte d'armi, dove si trovano anche gli stemmi di alcuni castellani.



Figura 6 - Alcuni degli stemmi castellani presenti all'ingresso di Castelvechio.

La poderosa opera di rinnovamento del sistema difensivo di Verona avviata dalla Serenissima a partire dal secondo decennio del Cinquecento comportò per Castelvechio la perdita del ruolo di caposaldo militare di primaria importanza. Alla fine del XVI secolo viene interrato il vallo interno al

piele delle mura comunali, rimesso in luce quattro secoli dopo dall'intervento di Carlo Scarpa e Licisco Magagnato. Nel marzo del 1600 il castello, occupato da circa "sessanta anime in tutto", attraversa una fase priva di particolare vitalità. Nel 1645, viene allontanato l'arsenale per motivi di sicurezza, trovandosi la fortezza troppo vicina all'abitato.

Castelvecchio mantenne tuttavia un forte significato nella struttura della città, come risulta da tutta l'iconografia del centro urbano, nonché dai punti di vista privilegiati da Bernardo Bellotto e rimasti poi "classici" per gli artisti veronesi. Ben quattro delle sette vedute di Verona eseguite dal nipote di Canaletto entro la metà del Settecento sono infatti imperniate sul castello, le attività che si svolgevano sul fiume, il ponte. In particolare, è proprio da questi dipinti e dal disegno preparatorio di uno di essi, ora a Darmstadt, che appare meglio documentata la copertura di tutte e sei le torri, eccettuata dunque la principale, e la conformazione della torre di guardia posta a conclusione del ponte sulla riva della Campagnola.



Figura 7 - Bernardo Bellotto, *Veduta di Verona - Adige da ponte Nuovo*.



Figura 8 - Bernardo Bellotto, *Veduta di Verona con Castelvecchio e il ponte scaligero da monte dell'Adige*, Verona, Collezione della Fondazione Cariverona.

Poco dopo tale eccezionale documentazione visiva, nel 1759 si insediarono in Castelvecchio l'Accademia degli Aletofili, istituzionali di carattere scientifico, e il "Veneto Militar Collegio". La sede per questa accademia di ingegneria militare, progettata dal veronese Anton Maria Lorgna con gli ingegneri Pedrelli e Benoni, viene costruita nell'ambito della reggia, in aderenza al muro di cinta interno, parallelo a quello di epoca comunale, aprendovi le finestre centinate di pietra tenera ancora visibili sulla destra da chi percorra la strada che conduce dal ponte verso il centro. Il progetto di Lorgna, accompagnato da un importante modello ligneo conservato presso l'Istituto Storico dell'Arma del Genio a Roma, fu ridotto e modificato nella realizzazione, ma il suo intervento resta il più significativo tra quelli condotti in epoca veneziana.



Figura 9 - Modello ligneo settecentesco di Castelvecchio realizzato dal Lorgna, ISCAG, Roma.

Altro momento saliente nella vita del monumento è rappresentato dall'arrivo delle truppe di Napoleone Bonaparte durante la prima campagna d'Italia, nel 1796. L'anno seguente fu proprio all'interno di Castelvecchio che i francesi fronteggiarono e respinsero la rivolta detta delle "Pasque veronesi"⁵, a conclusione della quale abbatterono le merlature e mozzarono le torri, come punizione per i cittadini veronesi.

⁵ Agnoli F.M., *Le pasque veronesi*, Rimini, 2013.

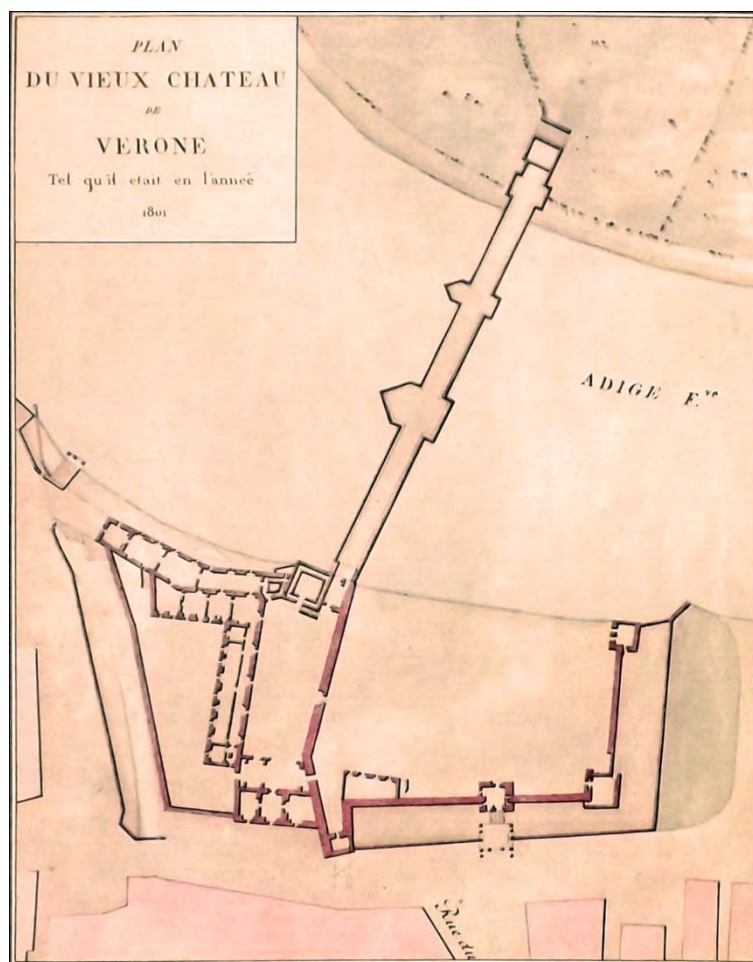


Figura 10 - Pianta del castello del 1801, prima dei lavori di epoca napoleonica, si nota la mancanza di ogni muro verso l'Adige.

Con il trattato di Luneville (9 febbraio 1801), Verona fu divisa seguendo il corso del suo fiume: la destra dell'Adige toccò ai francesi, la sinistra agli austriaci. Diventando così un edificio in prima linea per la difesa dagli austriaci, i francesi decisero di fortificare il castello. Fu demolita la torre di Campagnola e nel 1806 costruita una caserma fortificata, dalla pianta ad "L" costituita da sale quadrate intercomunicanti, sul lato della corte d'armi lungo il fiume, sguarnito fino a quel momento, e sul lato orientale. Un nuovo scalone a doppia rampa in prossimità del mastio consentiva lo scavalco del muro comunale. In previsione di continuare il fortino anche verso sud, cosa che poi non avvenne, fu abbattuta la chiesa di San Martino in Aquaro, di cui si distingue ancora l'andamento delle falde del tetto sul muro meridionale. Veri provvedimenti riguardarono l'affaccio sul corso e il problema della viabilità: il perimetro del vallo fu allora regolarizzato, arretrata la torre dell'orologio e rimosso nel 1805 l'Arco dei Gavi dalla sua collocazione originaria, rintracciabile grazie al differente trattamento dell'ingombro dei quattro piloni nella pavimentazione attuale di corso Cavour, oltretutto tramite un'iscrizione sulla torre dell'orologio.

L'innalzamento delle mura (1813) già private dei merli finì per ridurre lo slanciato castello gotico ad una tozza fortezza.



Figura 11 - Catasto napoleonico, si può notare l'edificazione della caserma sul lato dell'Adige.



Figura 12 - Fronte sul corso prima dei restauri di Avena, quando le torri erano ancora capitozzate.



Figura 13 - Le antiche imposte dell'Arco dei Gavi nella sua posizione originale.



Figura 14 - L'Arco dei Gavi nella posizione attuale.



Figura 15 - Incisione all'esterno di Castelvecchio che ricorda l'originale collocamento dell'Arco dei Gavi.



Figura 16 - Il disegno rappresenta la torre dell'orologio prima degli abbattimenti di epoca napoleonica, fu distrutta fino alla base per allargare la base; per la stessa ragione fu demolito l'arco romano e furono distrutte le absidi di S. Zeno in oratorio.

In epoca austriaca (1814 - 1866) si eseguono solo alcuni ripristini, soprattutto nell'area del ponte, in asse con il quale viene realizzato tra il 1854 e il 1861 nella zona della Campagnola il nuovo arsenale Franz Josef I. Dal 1850 una stazione di telegrafo ottico è in funzione sulla sommità del mastio per i contatti con le altre piazzaforti del Quadrilatero.

Dopo l'annessione del Veneto all'Italia il primo atto riguardante il castello è costituito dall'apertura del ponte alla città, con la creazione di una porta arcuata sulla muratura esterna a ovest della torre degli orologi e di una rampa attraverso la corte del Collegio. Subito dopo Verona è alle prese con la

riparazione dei danni causati dall'inondazione dell'Adige del 1882, tramite l'innalzamento degli argini e l'interramento dei vari canali tra cui quello dell'Adigetto, adiacente al castello.

Alla fine della prima guerra mondiale, la diminuita importanza strategica della città crea le premesse per la richiesta al Demanio da parte dell'Amministrazione Comunale dell'uso del castello per ospitarvi le raccolte civiche d'arte medioevale e moderna, esposte fino ad allora in Palazzo Pompei, insieme a quelle archeologiche, naturalistiche e d'arte contemporanea. La richiesta viene accolta, anche se sarà ratificata solo nel 1928, a titolo perpetuo e gratuito per l'intero complesso, mentre il Circolo Ufficiali di Presidio rimarrà ad occupare l'area del Collegio Militare e il piano terreno della reggia nell'attesa, a tutt'oggi perdurante, che gli si trovi idonea collocazione in altra sede.

I lavori di ripristino, condotti dal direttore del Museo Antonio Avena e dall'architetto Ferdinando Forlati, nei ruoli della Soprintendenza ai Monumenti di Venezia, vengono rapidamente eseguiti a partire dal 1923, col benestare del Consiglio superiore delle Belle arti e col concorso di istituzioni e privati veronesi. Il 25 aprile 1925 Vittorio Emanuele III inaugura il nuovo Museo. Si tratta di una ricostruzione in stile, con forti accenti simbolici ed evocativi: vengono innalzate e coperte le torri, riproposti i merli ghibellini e i camminamenti di ronda, ricreandoli anche là dove non erano mai esistiti, come sul lato verso l'Adige della caserma napoleonica. Sulle facciate di quest'ultima si montano modanature di portali e finestre gotici e rinascimentali provenienti da diversi edifici demoliti nel centro cittadino a seguito dell'alluvione del 1882. La corte d'armi assume l'aspetto di un giardino all'italiana ed un giardino pensile viene allestito alla quota dei camminamenti tra la torre degli orologi e quella di sud-ovest. Ancora più liberamente interpretative sono le nuove pitture murali ispirate così al Rinascimento come al Barocco, intese a ricreare la suggestione delle dimore patrizie da cui tuttavia proviene solo una parte delle collezioni, essendo la parte più consistente frutto delle demanizzazioni dei beni ecclesiastici. A coronamento dell'operazione l'Arco dei Gavi viene rimontato nel 1932 nell'adiacente piazzetta Castelvechio.



Figura 17 - Giardino pensile adiacente la Torre degli Orologi.

I gravi danno subiti durante la seconda guerra mondiale sono prontamente riparati: il salone dell'ala orientale in cui aveva avuto luogo nel 1944 il processo a Galeazzo Ciano e ai membri dissidenti del Gran Consiglio del Fascismo fu ricostruito dall'architetto Alberto Avesani e decorato da Pino Casarini, col finanziamento di Umberto Boggian, dal quale prese il nome; il ponte, quasi completamente distrutto dai tedeschi in ritirata, venne fedelmente ricomposto per anastilosi dal soprintendente Pietro Gazzola. Nel 1947 una grande mostra dedicata ai capolavori della pittura veronese curata da Antonio Avena celebrò la riapertura del Museo.



Figura 18 - Il bombardamento aereo del 4 gennaio 1945 distrusse l'ala orientale del castello, provocando inoltre notevoli danni alla parte restante. Il Comando militare alleato, quartiere generale divisione M.F.A.A. per la Regione veneta, a guerra conclusa, nell'ottobre del 1945, fornì alla Soprintendenza i mezzi necessari per un primo intervento di ricostruzione. I successivi lotti furono finanziati dal Ministero della pubblica istruzione.



Figura 19 - Già verso la fine della guerra la Soprintendenza, non nutrendo fiducia alcuna nelle promesse tedesche, si era impegnata a documentare con riproduzioni grafiche e fotografiche le caratteristiche del ponte, il che facilitò i lavori di ricostruzione, autorizzati nel 1949 dal Ministero della pubblica istruzione e diretti dal soprintendente Pietro Gazzola. La direzione artistica fu affidata all'architetto Libero Cecchini, quella tecnica all'ingegner Alberto Minghetti. La prima ipotesi di ricostruirlo in cemento armato, rivestito in cotto, fu scartata perché "avrebbe portato in ultima analisi ad un accostamento di strutture eterogenee senza conseguire reali vantaggi storici ed economici". Fu deciso di ricostruire il ponte per forma e per dimensione identico al preesistente distrutto, "com'era e dov'era". Per l'esecuzione dei lavori il deflusso delle acque dell'Adige fu bloccato alla diga del Chievo, in modo da avere l'alveo completamente asciutto.

Le innumerevoli scorrettezze presenti nell'esposizione delle opere, ridotte nell'allestimento degli anni Venti a puri oggetti d'arredo, il mutamento del gusto e delle teorie sul restauro furono tra le ragioni che indussero Licisco Magagnato, appena giunto alla direzione dei musei d'arte di Verona, a proporre una radicale revisione del complesso. Questa fu affidata nel 1956 dall'Amministrazione Comunale a Carlo Scarpa, che ormai da un decennio si era segnalato tra gli esponenti più sensibili e interessati dell'architettura e della museografia italiane del dopoguerra. Eliminando ogni superfetazione ed aggiunta novecentesca, l'intervento creativo di Carlo Scarpa andò a ricercare da

un lato un organico percorso di visita del castello-museo e dall'altra elementi della struttura trecentesca cancellati dai successivi rimaneggiamenti.

L'abbattimento dell'ultima sala ad ovest e dello scalone esterno della caserma francese permise di mettere in luce il tratto delle mura comunali e scaligere con la porta del Morbio; il vallo interno venne sterrato. Il tema del passaggio tra la corte d'armi e la reggia assunse il valore di perno di tutto l'intervento e fu risolto con un sistema di sottopassaggi, passerelle e scale di nuova fattura che, nettamente staccandosi dalla struttura medioevale, ne attivano e consentono una precisa lettura, anche in rapporto all'ambiente circostante. Proprio in quel punto divenuto baricentrico trovò collocazione la statua di Cangrande I della Scala proveniente dalle Arche Scaligere. Il puntuale e abilissimo uso dei materiali sia contemporanei sia della tradizione locale e veneziana per i nuovi pavimenti, intonaci, scale, supporti espositivi, si dimostra, oltre che una cifra personale dell'architetto, il modo per non minimizzare l'intervento attuale.



Figura 20 - Fotografia ritoccata con colori per la collocazione della statua di Cangrande davanti all'attuale sala d'entrata-uscita del museo.



Figura 21 - Foto della statua di Cangrande nella posizione attuale.

4.1.1 Sequenza storica

Di seguito sono elencate graficamente le fase costruttive di Castelvecchio.



Figura 22 - Situazione nel 1354.



Figura 23 - Situazione nel 1376.



Figura 24 - Situazione alla fine del XVII secolo.



Figura 25 - situazione nel 1806.



Figura 26 - situazione alla fine del XIX secolo.



Figura 27 - situazione attuale.

4.2 I restauri di Castelvechio

4.2.1 Il restauro di Avena

Nel 1923 Antonio Avena, allora direttore dei musei della città di Verona, persuase il Comune ad esporre la collezione civica d'arte a Castelvechio, a quell'epoca quasi completamente in rovina. I notevoli lavori di conversione furono completati nel 1926 ma, a differenza delle alterazioni subite da Castelvechio in epoca precedente, che sebbene complesse erano state di carattere utilitario in quanto rispondevano a cambiamenti di strategie militari, questi nuovi lavori erano invece guidati da un'idea di restauro, nell'accezione che il termine aveva in quel periodo. Avena e il suo architetto, Forlati, si apprestarono a creare l'illusione di un palazzo storico, una serie di ricchi interni di abitazione modellati sugli stili del XVI e XVII secolo, in cui sarebbe stata allestita la collezione di dipinti e sculture. In entrambi i piani, i muri e i soffitti vennero decorati e le feritoie sul fiume murate e nascoste dalla costruzione di falsi camini nella parete nord di ogni sala. Nella Reggia le pareti vennero decorate con affreschi che riprendevano quelli scaligeri e quest'intervento venne esteso ai soffitti. All'esterno si restaurarono le merlature e le torri.



Figura 28 - Sala della Botola, le pareti sono decorate con motivo a tappezzeria tipico delle dimore medioevali.



Figura 29 - Sala del conte Antonio Campostrini.



Figura 30 - Sala dedicata a Ugo Vassallini, eroe veronese della prima guerra mondiale.



Figura 31 - Sala dedicata ad Alessandro Bolognese Trevenzuoli, eroe di guerra.

Malgrado questo, l'alterazione più radicale, quella che trent'anni dopo avrebbe lasciato Scarpa e Magagnato più perplessi, fu il rifacimento della facciata sul cortile della caserma napoleonica. Tutte le porte e le finestre esistenti, con la sola eccezione di alcune finestrine quadrate, vennero rimosse e si costruì una nuova facciata che incorporava delle finestre gotiche, recuperate da edifici demoliti in seguito allo straripamento dell'Adige del 1882. Per le aperture tra le sale al primo piano dell'ala settentrionale si utilizzarono due portali. Sia la facciata nord che quella est furono progettate simmetricamente e una loggia a tre archi venne collocata al centro della facciata nord, divenendo l'entrata principale. Il cortile maggiore, usato fino ad allora per le parate militari, venne trasformato in un giardino all'italiana diviso approssimativamente in quadranti lungo l'asse di un vialetto che collegava la torre d'ingresso principale e l'entrata nella loggia.



Figura 32 - Facciata sul cortile della caserma napoleonica prima del restauro di Avena.



Figura 33 - Demolizioni durante il cantiere di restauro di Castelvechio del 1924 - 26.



Figura 34 - La facciata della caserma francese al termine dei lavori di restauro.

L'itinerario progettato da Avena e Forlati iniziava dalla torre e percorreva l'intero complesso a "L" della caserma al pianterreno e al primo piano, collegati da tre scale. Sembra inoltre che ci fossero altri tre ingressi oltre a quello principale. All'estremità occidentale dell'ala napoleonica una piccola scala attraversava il muro comunale collegando la caserma napoleonica alla Reggia, il cui primo e secondo piano entrarono a far parte del museo mentre il pianterreno venne riservato, come ancor'oggi, ai militari.



Figura 35 - Immagine dello scalone che valicava l'antico muro comunale realizzato nell'intervento di Avena.

Avena demolì il passaggio tra la Torre del Mastio e la Reggia e lo sostituì a livello del secondo piano con una passerella coperta, che divenne l'unico collegamento con l'area della Reggia. Infine il piano superiore dell'ala orientale venne trasformato in sala da concerto (la sala Boggian) a cui si accedeva dall'entrata di fronte all'Arco dei Gavi.



Figura 36 - La sala della musica di Castelvechio, dedicata ad Umberto Boggian, con gli affreschi di Pino Casarini, dopo l'ultima guerra.

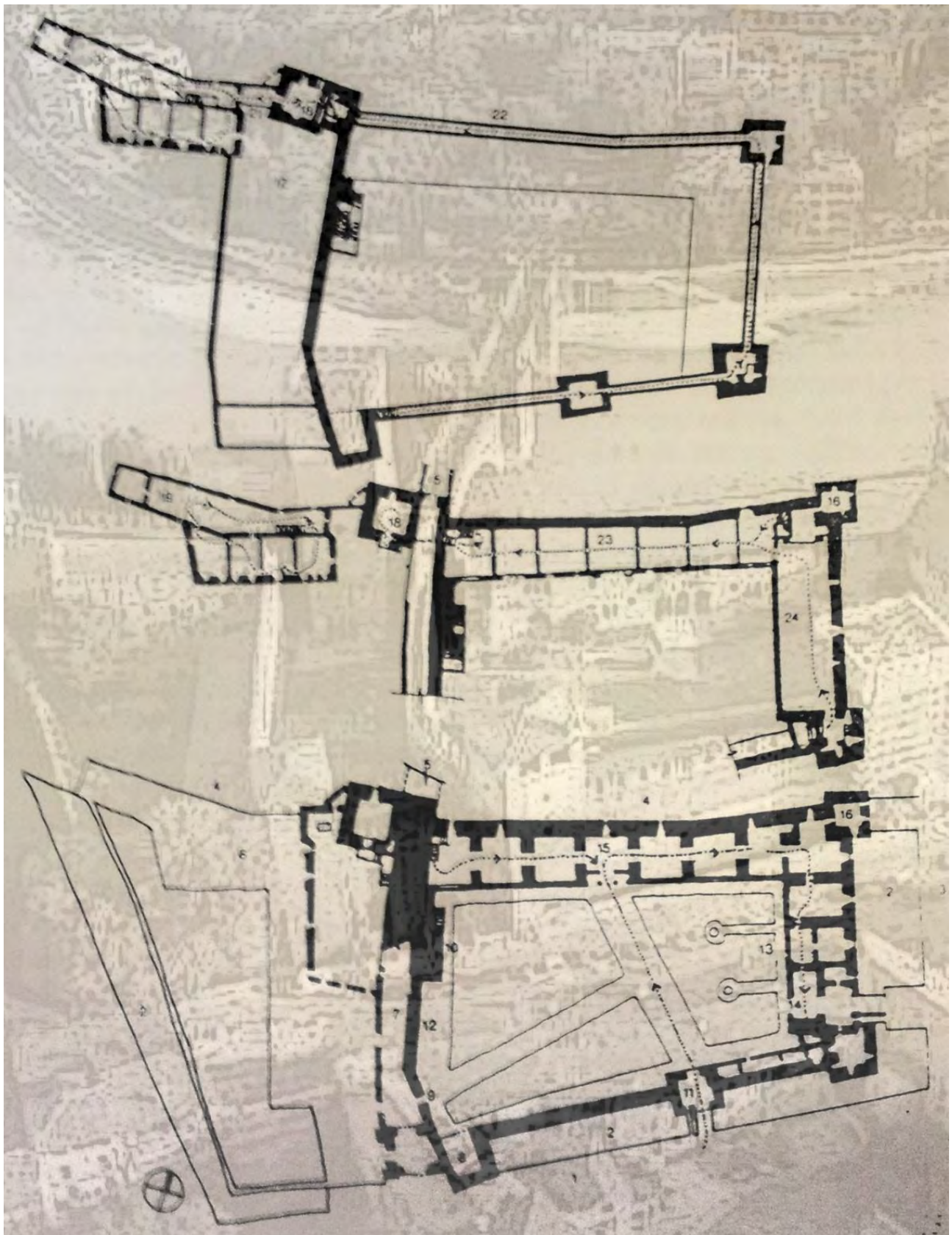


Figura 37 - Pianta e itinerario di visita del museo di Avena del 1926: 1- Corso Castelveccchio; 2- Vallo esterno; 3- Piazzetta Arco dei Gavi; 4- fiume adige; 5- ponte scaligero; 6- Reggia, pianoterra; 7- strada di accesso al ponte scaligero; 8- Torre dell'orologio; 9- entrata sud-ovest; 10- scala napoleonica; 11- torre dell'ingresso principale; 12- muro comunale; 13- fontane; 14- entrata secondaria; 15- entrata al museo; 16- torre di nord-est; 17- cortile della Reggia; 18- torre del Mastio; 19- primo piano della Reggia; 20- secondo piano della Reggia; 21- vetrata; 22- camminamenti; 23- Galleria superiore; 24- sala della musica, poi sala Boggian.

4.2.1 Il restauro di Scarpa

Nel 1956 Licisco Magagnato venne nominato direttore dei Musei Civici d'Arte di Verona. A seguito della scoperta della Porta del Morbio avvenuta nel gennaio del 1958, si decise di spostare a Castelvechio l'allestimento della mostra "Da Altichiero a Pisanello", inizialmente previsto nel palazzo della Gran Guardia. Infatti l'ala occidentale della Reggia risale al periodo scaligero nelle sue strutture murarie e conserva ampi brani di affreschi coevi e un ambiente che ha interamente mantenuto le decorazioni trecentesche. Magagnato ha ben chiaro che Castelvechio, dopo gli interventi in stile curati negli anni venti del Novecento da Avena e Forlati, necessita di un radicale restauro e di un riallestimento generale da affidare a uno specialista, anche se in un primo tempo egli probabilmente non pensa di coniugare l'allestimento della mostra con la sistemazione permanente della collezione. Come in molti altri casi, la maggiore accessibilità dei finanziamenti reperibili per un'esposizione temporanea e l'impellenza della sua realizzazione vengono "sfruttati" per imprimere velocità e concretezza al più ampio e definitivo progetto di recupero. In una relazione del 1956, Magagnato propone al sindaco Giorgio Zanotto il nome di Carlo Scarpa, che aveva al suo attivo gli allestimenti di alcuni tra i più prestigiosi musei italiani: alcune sale delle Gallerie degli Uffizi a Firenze (1953 - 1956), le Gallerie dell'Accademia di Venezia (1945 - 1959), la Galleria Nazionale di Palazzo Abatellis a Palermo (1953 - 1954), gli allestimenti delle Biennali e alcune tra le più importanti mostre veneziane (da quella di *Giovanni Bellini* nel 1948 a quella dell'*Arte antica cinese* nel 1954).

Nel dicembre del 1957 iniziarono le indagini e gli scavi archeologici volti a meglio comprendere le parti originali del monumento. Essi condurranno alla scoperta della Porta del Morbio che, per la sua importanza nella storia urbana veronese, diviene il fulcro del progetto di restauro. La sua posizione consente di collegare in modo rapido e diretto il pianoterra della Galleria all'ala della Reggia dove era stato deciso di allestire la mostra, garantendo la necessaria fluidità al percorso museale. Il restauro dell'ala della Reggia e di due piani del Mastio rappresenta la realizzazione della trincea iniziale di un progetto ben più complesso, che l'allestimento della mostra consente di rendere concreto con tempi brevi e con finanziamenti immediati.

Quando l'incarico iniziale per la reggia venne esteso al restauro dell'intero Castelvechio, Scarpa si trovò ad affrontare un compito ben più complesso, sia in termini di progettazione museale vera e propria che per quanto riguarda la valutazione delle diverse fasi della storia del castello. Una volta rimosse le false decorazioni e la scala in stile, la reggia era stata riportata a una condizione assai

simile a quella in cui era stata lasciata nel XIV secolo dai suoi costruttori: un'unica omogenea struttura che sarebbe stato possibile trasformare senza traumi in complesso museale.

Dall'altra parte del muro comunale invece erano rappresentati almeno quattro distinti e successivi periodi di costruzione: il muro comunale (XII e XIII secolo), la fortezza scaligera (metà del XIV secolo), le aggiunte napoleoniche dell'Ottocento e infine il restauro di Avena degli anni venti, ciascuna di queste fasi sovrapposta alla precedente a nasconderla parzialmente. Scarpa cercò, come un archeologo, di mettere a nudo le costruzioni originarie per ricostruire almeno nell'immaginazione la struttura e le funzioni originarie del castello. Ma per far questo si trovò a dover affrontare il dilemma di tutti gli archeologi: per riportare alla luce le opere originarie è spesso necessario distruggere le successive costruzioni su di esse stratificate. Egli non ebbe remore con il restauro di Avena e fu assolutamente radicale nel rimuovere ogni traccia all'interno del museo. All'esterno, per quanto riguardava la facciata sul cortile ricostruita da Avena, la soluzione fu assai meno semplice. Sia Scarpa che Magagnato erano decisi a rivelare la falsa natura della facciata cambiando radicalmente il modo in cui il visitatore l'avrebbe percepita.

*"A Castelvechio tutto era falso. Ho deciso di adottare alcuni valori ascendenti, per rompere la innaturale simmetria: lo richiedeva il gotico e il gotico, soprattutto quello veneziano, non è molto simmetrico"*⁶ Scarpa disse, riguardo alla facciata, in una conferenza a Madrid nel 1978. Egli doveva trovare un modo per dimostrare che la facciata era un falso e sperimentò una grande varietà di idee: provò a spostare le finestre, ne aggiunse di nuove, pensò a un trattamento astratto della superficie dell'intonaco e concepì un'idea originale per separare con una zona vetrata la parte superiore della facciata dal tetto. Alla fine la sua soluzione lasciò la facciata apparentemente quasi intatta, ma disturbata da alcuni stratagemmi. In primo luogo abbiamo la radicale demolizione dell'ultima campata della galleria; in secondo luogo l'entrata viene spostata dalla campata centrale eliminando così ogni influenza simmetrica sul cortile; il terzo stratagemma è l'inserimento all'interno del museo di una quinta che segue un ritmo indipendente e in contrappunto con il resto della facciata; il quarto sono le modifiche che fanno sì che la facciata esistente appaia sottile e quasi evanescente; per ultimo troviamo lo scambio attivo tra l'interno e l'esterno, come nel caso del sacello, del museo e della pavimentazione dell'ingresso e ancora di più nell'emergere della pavimentazione della galleria sulla piastra.

⁶ Murphy R., *Carlo Scarpa & Castelvechio*, Londra, 1991.

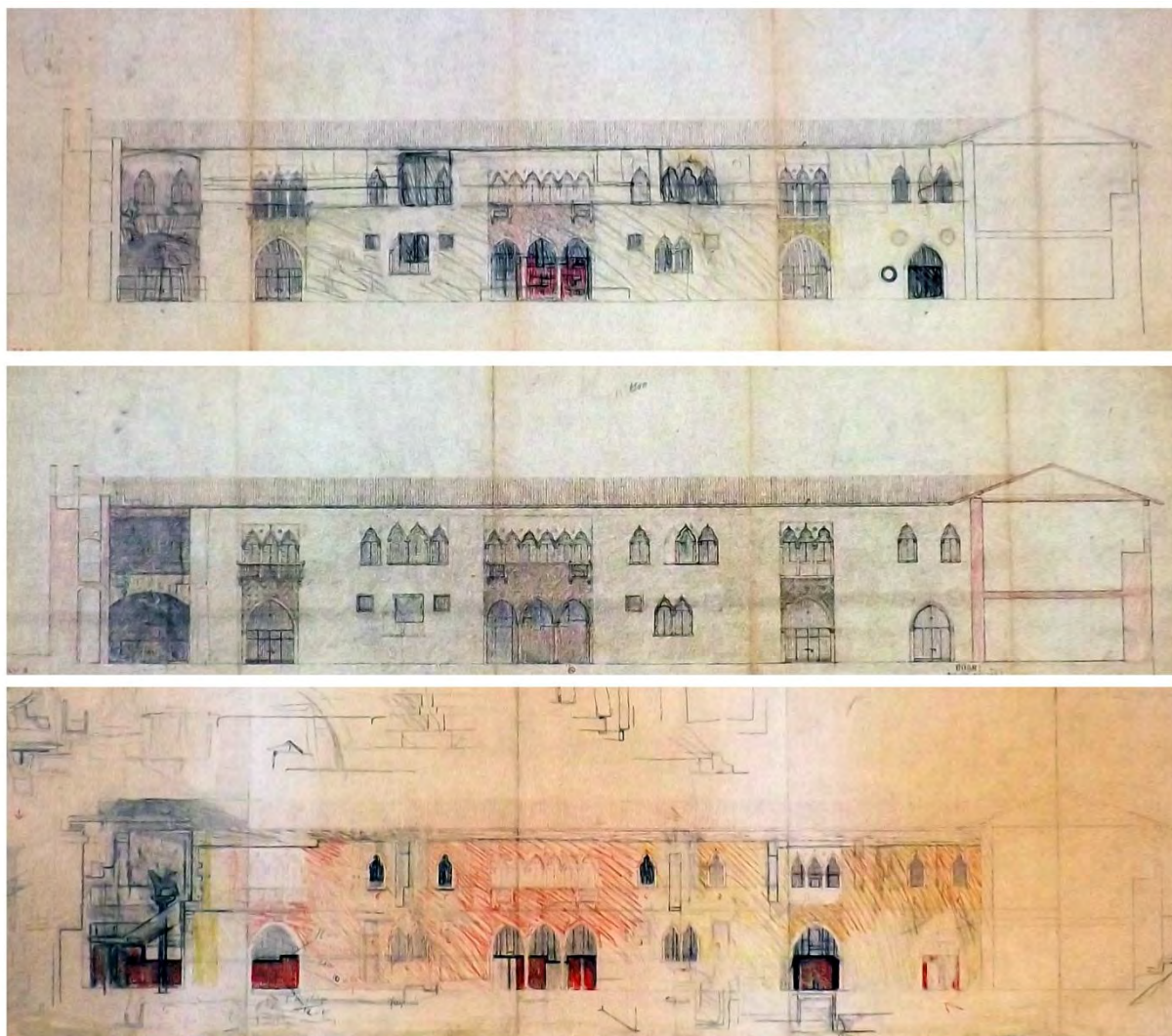


Figura 38 - Disegni preparatori per lo studio del restauro della facciata della caserma realizzati da Carlo Scarpa.

Con le strutture napoleoniche Scarpa fu più pragmatico e tuttavia non esitò a proporre sostanziali demolizioni al fine di raggiungere determinati scopi. Ancor prima degli scavi che riportarono alla luce la Porta del Morbio aveva proposto la demolizione della campata orientale della galleria in modo da trovare una sistemazione per la nuova entrata e per la statua di Cangrande. Questa proposta di staccare le due ali della caserma fu probabilmente motivata dall'idea di ristabilire i confini teorici del cortile: Scarpa intenzionalmente disegnò su un fotomontaggio il profilo della merlatura del muro lungo il fiume. La divisione delle due ali della caserma poteva essere giustificata da ragioni programmatiche: l'ala settentrionale avrebbe chiaramente costituito il corpo vero e proprio del museo, mentre l'ala orientale avrebbe ospitato la biblioteca, gli uffici, ecc.

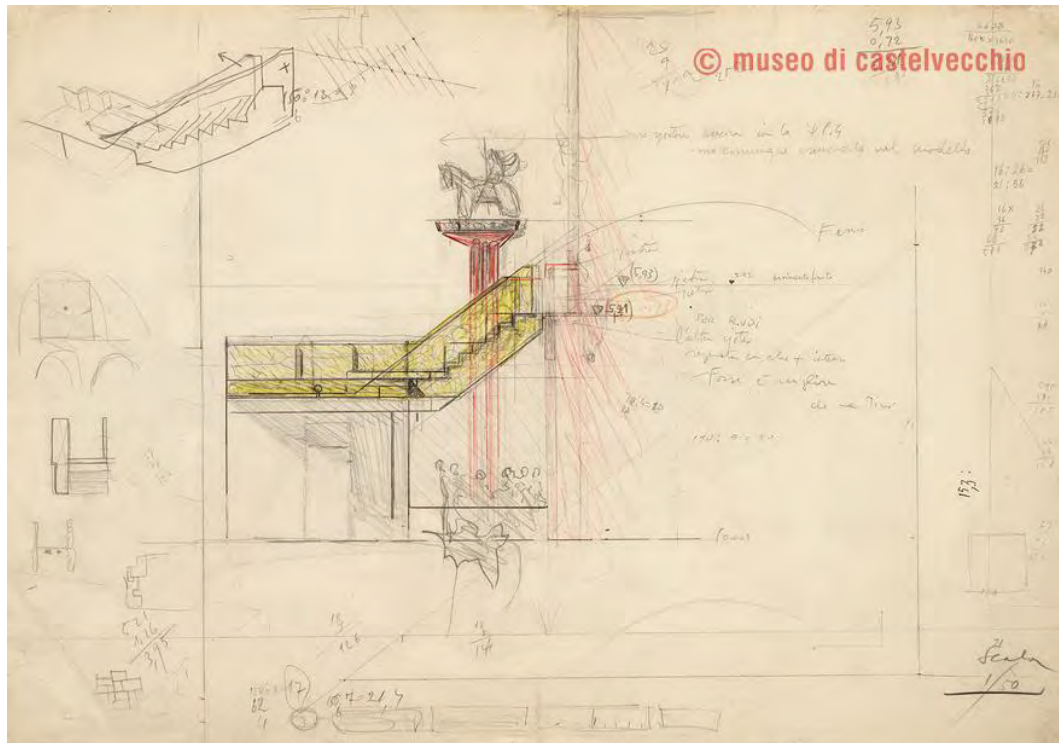


Figura 39 - Prospetto per il supporto a colonne della statua di Cangrande.

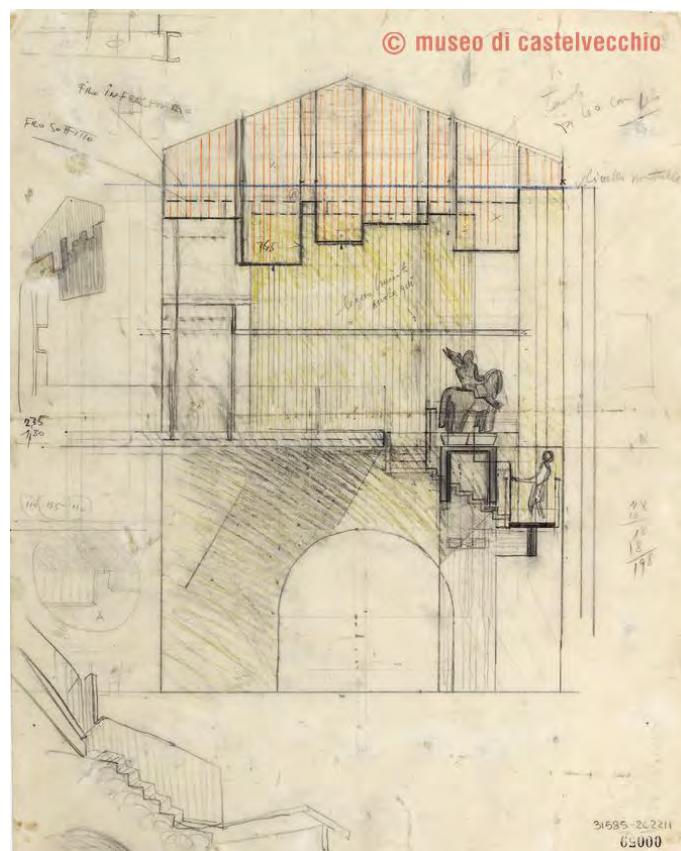


Figura 40 - Sezione trasversale dell'area di esposizione della statua di Cangrande in corrispondenza della passerella obliqua.

Tuttavia con tutte le demolizioni operate nel castello Scarpa si prefiggeva non soltanto di rivelarne la storia ma anche di spiegarla. La caserma napoleonica era essenzialmente un corpo unico e la sua divisione in edifici distinti (sebbene collegati a livello del tetto) non avrebbe avuto alcuna giustificazione storica, avrebbe anzi potuto essere interpretata come un segnale volutamente ambiguo, suggerendo che le due ali, in qualche periodo, fossero state due costruzioni separate. Quest'idea, che nella sua prima elaborazione non mancava di difetti, una volta trasferita all'altra estremità dell'ala avrebbe invece soddisfatto perfettamente i diversi scopi storici. La scoperta della Porta del Morbio nel 1958 aveva determinato delle demolizioni interne e il confine tra l'interno e l'esterno aveva già assunto la posizione odierna, pur restando nell'involucro di un edificio completo. Una serie di studi sviluppa l'idea per esporre la statua di Cangrande all'interno dell'edificio. Ma fu la scoperta e lo scavo del vallo nel 1962 che determinò la demolizione più radicale, quella totale dell'ultima campata e quella dello scalone napoleonico ad essa attiguo. L'architetto realizzò il suo scopo di rivelare il muro lungo il fiume, liberando al tempo stesso la curvatura del muro comunale di epoca prescaligera. L'incontro tra il vallo scaligero e la caserma napoleonica è progettato in maniera particolarmente brillante. Scarpa ha realizzato l'apparentemente impossibile sovrapposizione di vuoto e pieno: il vallo non è stato soggetto ad uno scavo completo, così come la caserma non è stata completamente demolita. L'altra sostanziale demolizione operata da Scarpa si trova lungo il fiume sull'altro lato del muro napoleonico. Il muro, visto dalla riva opposta del fiume, sembra essere tutt'uno con il complesso scaligero. L'architetto aveva, in un primo tempo, proposto la demolizione delle merlature ma alla fine optò per un "taglio" asimmetrico a entrambe le estremità. Come per la separazione della caserma napoleonica dal muro comunale, qui il "taglio" ottiene ben di più che il semplice stacco di due costruzioni appartenenti a distinti periodi storici. Lo sviluppo delle idee, visto attraverso la sequenza dei progetti per la biblioteca, mostra come Scarpa cercasse in un primo luogo una fonte di luce per la biblioteca e solo in un secondo tempo arrivasse alla soluzione del problema con la separazione della torre dal muro. Entrambe le soluzioni, qui e nell'area del Cangrande, hanno delle giustificazioni programmatiche molto forti: in un certo senso il genio di Scarpa consiste nel trovare per questi punti nodali delle soluzioni che combinano interessi programmatici, storici e formali in un atto di demolizione creativa. In questo senso trova una fonte di luce dal nord per la sala Avena e la biblioteca, stacca due sezioni del castello separate da cinquecento anni di storia, ristabilisce la torre come elemento isolato e rivela il muro nel suo spessore come elemento indipendente della caserma retrostante. La torre sembra più una torre, il muro è più un muro e al tempo stesso il

“taglio” lascia intravedere il nuovo mondo del museo che sta oltre: un mondo di piani sottili e di nuovi materiali.

In aggiunta a tutte questa attività, “sottrattive” (di ripulitura, di demolizione, di cavo) oltre che creative, le modifiche di Scarpa furono sempre realizzate usando materiali, tecniche e criteri del nostro tempo. A proposito di Castelvecchio Scarpa scrisse: *“Se vi sono delle parti originali, vanno conservate; qualunque altro intervento deve essere disegnato e pensato in maniera nuova. Non si può affermare: “lo faccio il moderno, metto acciaio e cristalli”; può andare meglio il legno, oppure potrebbe essere più adatta una cosa modesta”*. Ma è il modo in cui il nuovo e il vecchio sono giustapposti che è particolarmente espressivo. Le nuove costruzioni di Scarpa sono inserite nelle vecchie strutture lasciando però, ogni volta che questo è possibile, uno spazio vuoto tra le due. Questi spazi vuoti, si tratti di margini di pavimento della galleria delle sculture o di una striscia di cielo tra la copertura del tetto sopra la statua di Cangrande e il muro comunale, sono il mezzo che congiunge due epoche e che, al tempo stesso, sottolinea ed evidenzia le loro intrinseche differenze. La dolce curva del muro settentrionale del castello, la curva del muro comunale, il profilo irregolare del frammento degli affreschi della reggia, tutti questi elementi sono resi più espliciti ed evidenti quando vengono giustapposti a un nuovo elemento ortogonale. In un certo senso si può dire che questo uso dello spazio non è che una continuazione, nelle sue nuove costruzioni, del metodo che Scarpa utilizzava per separare strutture appartenenti a periodi storici diversi. È una conferma che il nuovo non è che un altro strato discontinuo depositato o inserito in quelli già esistenti.

Il modo di Scarpa di concepire la storia è inseparabile da quello di Morris, vale a dire conservare anziché restaurare. Scarpa preferiva riparare un frammento come tale anziché ricostruirlo nella sua interezza. E credeva appassionatamente nella possibilità di una coesistenza tra il suo metodo di esprimersi e quello dei periodi storici precedenti: la giustapposizione non è mai arbitraria ma è sempre reciprocamente vantaggiosa. Il suo non era l'atteggiamento di un modernista che volta le spalle alla storia, ma quello di chi vuole costruire su e all'interno di questa. Come Morris, voleva essere un continuatore della storia e in un raro momento di introspezione parlò della sua “... enorme volontà di essere dentro la tradizione, ma senza fare i capitelli o le colonne, perché non si possono più fare ... come si possono affermare certe cose, se non si è educati?” educati come dice Foscolo, alle “istorie”, cioè a una vasta conoscenza? Se non vi è un'educazione al passato?

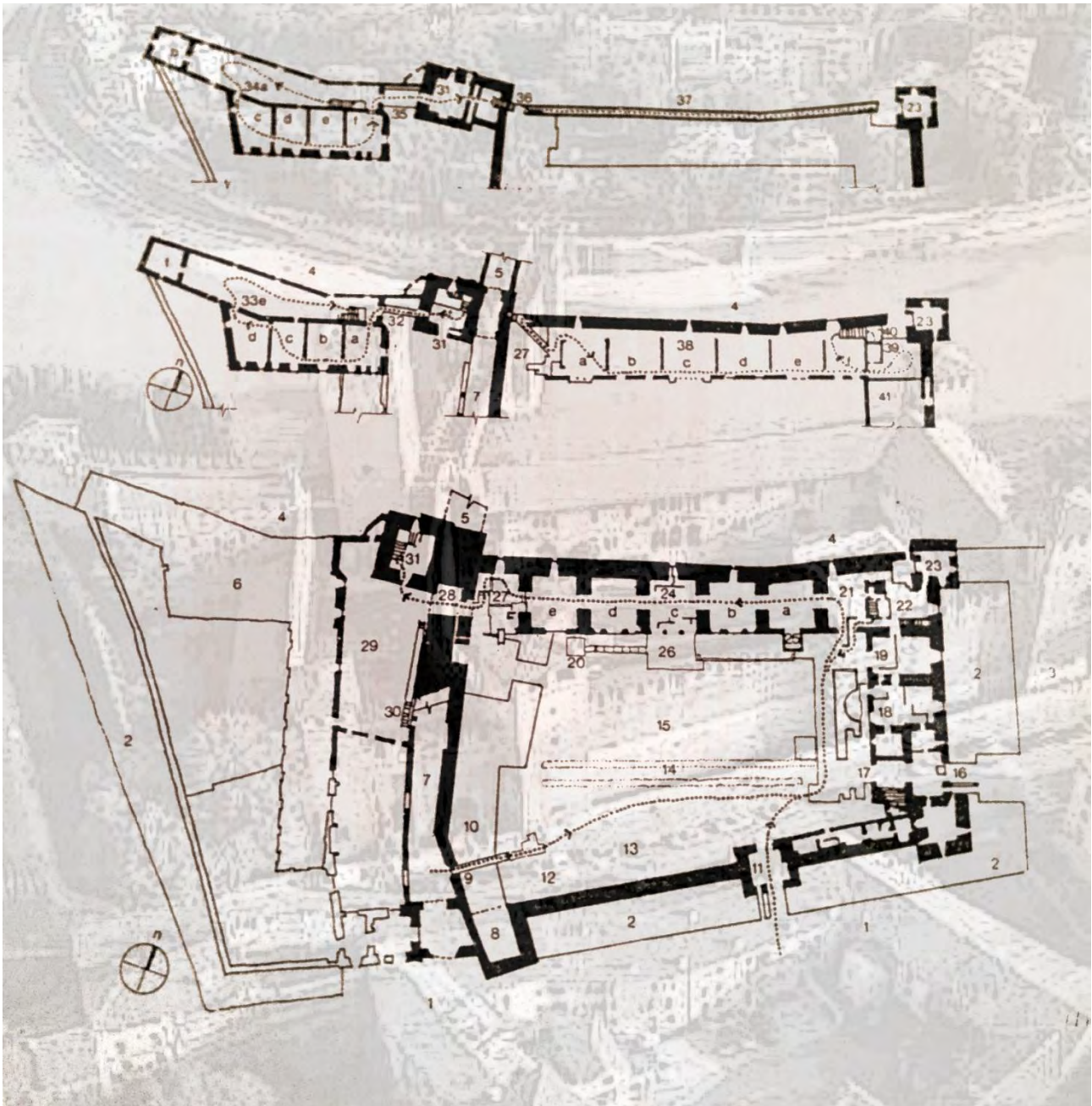


Figura 41 - Pianta e itinerario di visita del museo di Scarpa del 1958: 1- Corso Castelveccchio; 2- Vallo esterno; 3- Piazzetta Arco dei Gavi; 4- fiume adige; 5- ponte scaligero; 6- Reggia, pianoterra; 7- strada di accesso al ponte scaligero; 8- Torre dell'orologio; 9- nuova passerella sul vallo ed entrata sud-ovest; 10- vallo interno; 11- entrata principale; 12- area S. Martino in Aquaro; 13- parcheggio; 14- siepi parallele; 15- prato del cortile maggiore; 16- entrata per la sala Boggian (non in uso); 17- entrata per la sala Boggian; 18- uffici del museo; 19- ufficio del direttore; 20- centrale termica; 21- entrata; 22- biblioteca; 23- torre di nord-est; 24- galleria delle sculture; 25- sacello; 26- terrazza esterna; 27- spazio di Cangrande; 28- porta del Morbio; 29- cortile della Reggia; 30- scala nel cortile della Reggia; 31- torre del Mastio; 32- passerella; 33- primo piano della Reggia; 34- secondo piano della Reggia; 35- passerella coperta; 36- scale; 37- camminamenti merlati; 38- Galleria superiore; 39- sala Avena; 40- scala d'uscita; 41- Sala Boggian.

4.3 I lavori a ovest della Porta del Morbio

4.3.1 La Porta del Morbio

L'itinerario che nel XII secolo portava verso San Zeno seguendo gli argini del fiume usciva dalla cinta attraverso la Porta del Morbio. Questa antica porta de muro comunale venne chiusa dagli Scaligeri e in seguito celata dalla nuova strada di accesso al ponte scaligero e successivamente, nell'Ottocento, anche dalla costruzione, sul lato orientale, della caserma napoleonica. Magagnato aveva notato la sagoma di un arco in una stampa del XVIII secolo tratta da un disegno del Bertolini che illustrava il ponte in sezione. I suoi sospetti furono confermati quando gli scavi portarono alla luce un secondo arco interno di tufo. Dietro a questo venne anche scoperta una parte dell'accesso trecentesco al ponte, che oggi si trova sul alto destro del passaggio pedonale. Magagnato riuscì a persuadere sia il capo dell'ufficio tecnico comunale che il soprintendente ai monumenti della necessità di recuperare l'antica traccia dell'accesso al ponte scaligero, rimuovendo il terrapieno e sostituendolo con un nuovo ponte al di sopra del nuovo passaggio pedonale che collega la porta con il cortile della Reggia. Si creò così l'opportunità di separare sia l'antica strada che il ponte dal muro comunale, in modo da lasciare che una striscia di luce dividesse il vecchio dal nuovo, confermando così l'indipendenza di ciascuna struttura. Lo stesso tema governa il disegno della pavimentazione: costruito dapprima provvisoriamente con tavole di legno e successivamente con lastre di calcestruzzo e pietra di Prun, mantiene anch'esso una discontinuità tra se e le strutture situate ai lati ed è rialzato rispetto al livello inferiore degli scavi.

Il progetto per il nuovo ponte con il sottopassaggio è importante in quanto è il primo tra i molti esempi in cui Scarpa volutamente separa gli elementi appartenenti a diversi periodi storici. In questo caso il muro comunale e la porta vengono visti in una nuova luce: un nuovo elemento ininterrotto in cui l'osservatore può distinguere due diversi periodi di aggiunte al sistema viario originale.

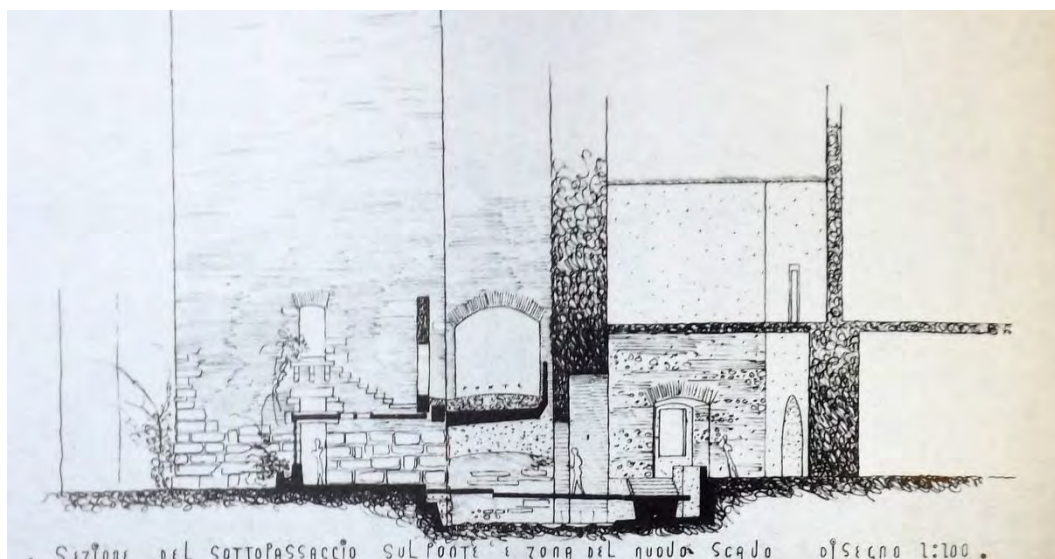


Figura 42 - Progetto non realizzato di un passaggio coperto che portava dalla Porta del Morbio al Mastio, si può notare che la scala esterna al Mastio servisse ancora come collegamento tra questo e il ponte scaligero, nei futuri progetti questa sarà eliminata, garantendo una separazione dei percorsi.



Figura 43 - Schizzo di Scarpa, si può vedere l'idea di un'unica passerella. Nello schizzo si ritrova la genesi dell'area di Cangrande.

4.3.2 La scala nel cortile della Reggia

Il cortile della Reggia era il *sancta sanctorum del* castello scaligero ed era fino al 1870 la sola destinazione del ponte. È dominato dalla straordinaria mole del Mastio. Oggi la strada del XIX secolo che divide il castello in due parti è aperta sul lato orientale verso il cortile e una lunga scala di cemento (a uso esclusivo del custode) ne percorre l'intera lunghezza collegando la strada al cortile. Dalla necessità di una scala Scarpa ricavò una "passeggiata" che discende nel cortile. Il suo progetto differenzia le due estremità della scala e le collega con dei piani sospesi al muro adiacente. Alla sua estremità meridionale una scala, il cui calcestruzzo sembra "ripiegato", poggia su un muro modellato e segnato dalle tavole d'armatura, creando una composizione di piani di calcestruzzo. All'estremità nord i gradini assumono la forma di blocchi posati sul terreno.

La pavimentazione del passaggio è costituita da piastre di calcestruzzo di dimensioni irregolari chiuse da cornici angolari d'acciaio. Queste, nel punto dove risvolta l'angolare, sono sostenute da complessi montanti costituiti da fasci di ferri piatti. Le basi dei montanti (che non sono visibili) poggiano sul terreno, cosicché l'intera costruzione aderisce al muro in mattoni, che è leggermente inclinato. Il punto d'incastro superiore che sostiene in tensione tutto il peso è formalmente esaltato al suo giunto.

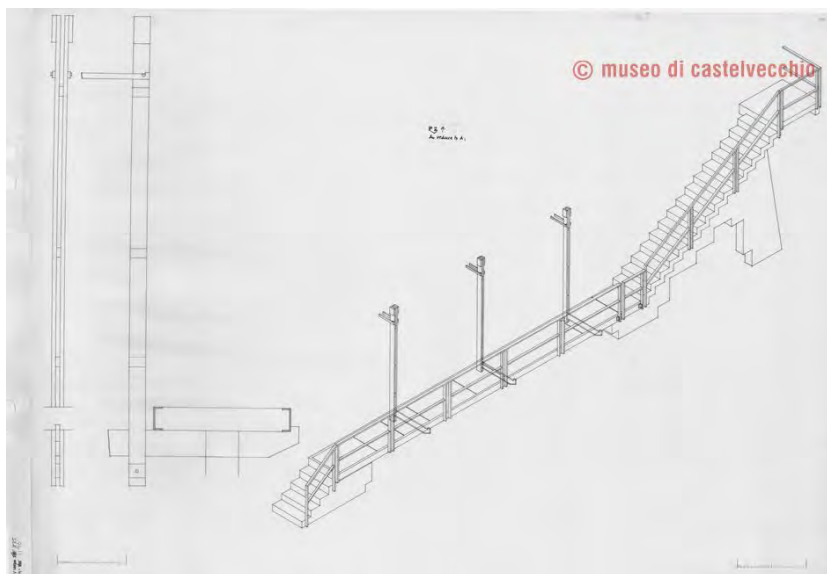


Figura 44 - Rilievo in assonometria della scala nel cortile della Reggia, con sezione verticale della passerella.



Figura 45 - Fotografia della scale nel cortile della Reggia.

4.3.3 La torre del Mastio

Il grande mastio del castello è una tradizionale struttura a doppio muro in mattoni con una scala nel suo spessore che ne percorre il perimetro. La stanza al pianterreno è a volta ma i solai degli altri piani sono costruiti in legno. Al primo piano, che era il principale, si accedeva attraverso una

scala esterna, che venne demolita con la creazione del sottopassaggio. Il museo all'epoca di Avena si estendeva dal secondo al sesto piano della torre, ma l'accesso era solo dal secondo piano.

L'entrata al pianterreno della torre del mastio venne riaperta da Scarpa durante la prima fase dei lavori nel 1958 ed era il punto di partenza per la mostra "Da Altichiero a Pisanello" allestita nella Reggia. Scarpa rimosse una porzione del soffitto a volta verso il fiume e collegò il pianterreno al primo piano con una nuova scala che sfiora il muro, costruita in materiali dalle *texture* contrastanti. I gradini, per cui è stata utilizzata della pietra di Prun rosa levigata, poggiano su muri costruiti con mattoni provenienti dal pavimento della Reggia. La scala, staccata dalle pareti circostanti ha un andamento ad "U" e scopare oltre la volta. Sebbene la prima impressione suggerisca una lettura della scala come oggetto solido nello spazio, la soluzione di dettaglio adottata per l'angolo interno e il motivo astratto creato dai tagli praticati nei muri di mattoni sottolineano la costruzione per piani. I tagli a feritoia, che si estendono in altezza per circa dodici file di mattoni, ingigantiscono la composizione. Come sempre si fece grande attenzione alla precisione dei dettagli della sporgenza dei gradini e in particolare al primo scalino, che si estende quasi a formare una piattaforma. Le pareti e il soffitto a volta sono in intonaco grezzo, il pavimento è in pietra di Prun bianca e sulle pareti sono applicate delle lastre scabre di Prun rosa sostenute da supporti in ottone.

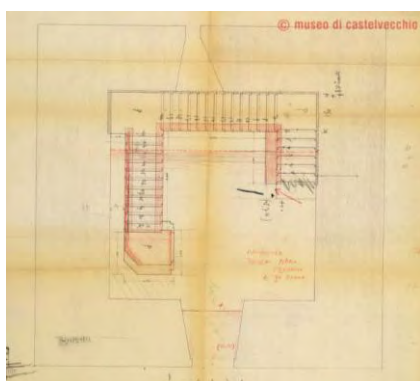


Figura 46 - Pianta della scala tra il piano terra e il primo piano del Mastio.

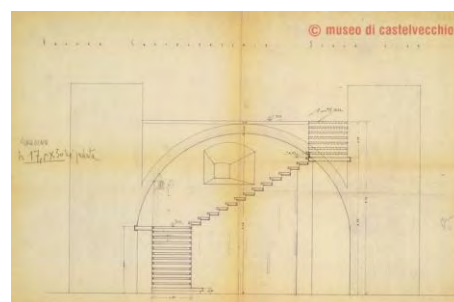


Figura 47 - Prospetto della scala tra il piano terra e il primo piano del Mastio.



Figura 48 - Schizzi per il parapetto e il sistema di illuminazione della scala tra il piano terra e il primo piano del Mastio.

4.3.4 I lavori per la Reggia

La Reggia aerea l'area residenziale della fortificazione originaria ed è formata da una serie di sale collegate fra loro. Nel museo, che occupa il primo e il secondo piano dell'edificio, sono disposti i dipinti veronesi e veneti e alcune sculture del periodo che va dal Medioevo alla fine del Quattrocento.

I lavori per la Reggia costituirono una parte del primo incarico affidato a Scarpa, l'allestimento della mostra "Da Altichiero a Pisanello", e furono accolti da vive controversie quando questa venne aperta nel 1958. Durante i rifacimenti del 1926 la Reggia era stata pesantemente decorata e il primo compito che Scarpa dovette affrontare fu quello di ripulire le pareti e i soffitti da queste aggiunte; nel processo vennero alla luce frammenti degli affreschi originali. Questi, per la durata della mostra, vennero temporaneamente ricoperti da intonaco, ma quando il museo fu riaperto nel 1964 furono scoperti nuovamente ed esposti al pubblico. La superficie più scabra dell'intonaco della parete è tagliata in un astratto disegno ortogonale tutt'intorno all'affresco; qui è stato inserito, quasi fosse stato scoperto sotto al primo strato d'intonaco, un altro strato d'intonaco più liscio, dal colore diverso, su cui poggia l'affresco. Questa realizzazione è particolarmente chiara lungo la parete meridionale della sala principale del secondo piano e nella sala al primo piano. Tutti i vani delle porte e delle finestre vennero dotati di nuovi serramenti in legno di grande semplicità, ma i più importanti interventi di Scarpa consistettero in una nuova pavimentazione e in una nuova scala. Al primo piano, nella sala principale, per la pavimentazione venne usato un marmo chiaro chiamato clauzetto, levigato fine all'acido ossalico e quindi molto luminoso. In altre sale venne posato il pavimento in tavole di mansonia di larghezza irregolare. Molto probabilmente la scelta cadde su queste due superfici per sfruttare al massimo la poca luce che entrava dalle finestre esistenti. A differenza di quanto si vede nei successivi lavori la posa di questi materiali fu estremamente pragmatica. Scarpa segue infatti la dolce curva dell'edificio dettata dall'ansa dell'Adige, tuttavia isola intenzionalmente la nuova superficie del pavimento dalle pareti originarie utilizzando dei nuovi caratteristici battiscopa in tufo vicentino grezzo, quasi dei piccoli canali che sembrano suggerire che il piano del pavimento sia stato incassato. Questo dettaglio è particolarmente d'effetto quando lo si osserva lungo la prospettiva delle porte che affiancano la parete meridionale. Nelle sale situate all'estremità occidentale, sia al primo che al secondo piano, il pavimento è rialzato di un gradino e il battiscopa si trasforma in un piccolo elemento ad angolo in acciaio. Al primo piano, per il passaggio tra la sala principale e la sala occidentale, Scarpa disegnò un'apertura con una *silhouette* particolare. L'idea è vivificata dal contrasto tra la forte luce

presente nelle sale occidentali, illuminate a sud, e quella più debole della sala principale. L'andamento della nuova scala, costruita là dove si trovava quella preesistente, venne mutato all'altezza del pianerottolo al fine di accogliere i visitatori provenienti dalle sale del primo piano. È un'elegante scala a due rampe, costituita da una struttura in acciaio in cui sono inseriti i gradini formati da un unico robusto piano di legno. Questi sono infilati su due angolari di acciaio e sono fissati con cavicchi. Il primo gradino si trasforma in una specie di piattaforma, un invito comune a tutte le scale ascendenti di Scarpa. Il sostegno per il pianerottolo è una composizione di piastre di acciaio unite da viti con tasselli di ottone.

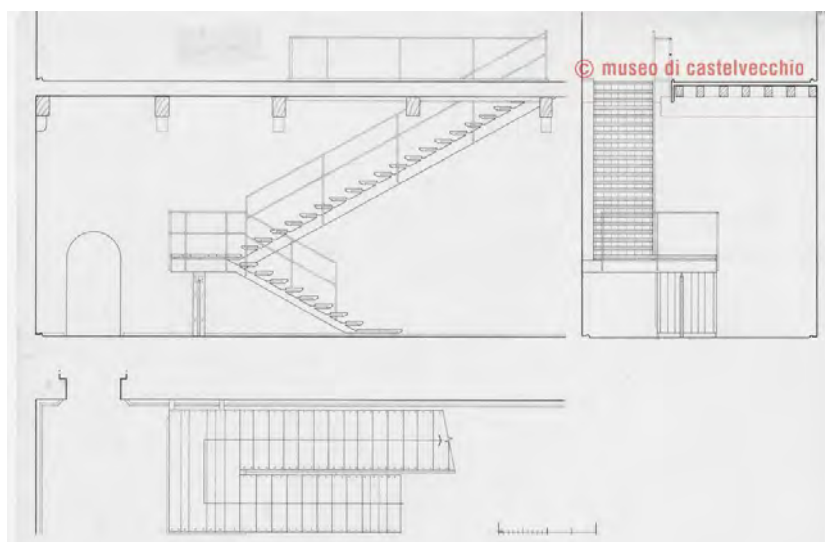


Figura 49 - Rilievo in pianta, prospetto laterale e frontale della scala tra il primo e il secondo piano della Reggia.

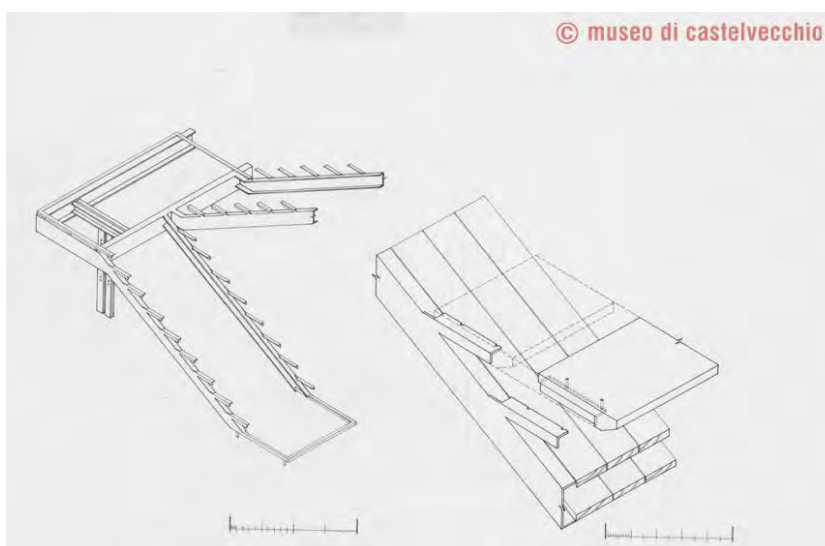


Figura 50 - Rilievo in assonometria della struttura in acciaio e dettaglio per le pedate della scala tra il primo e il secondo piano della Reggia.

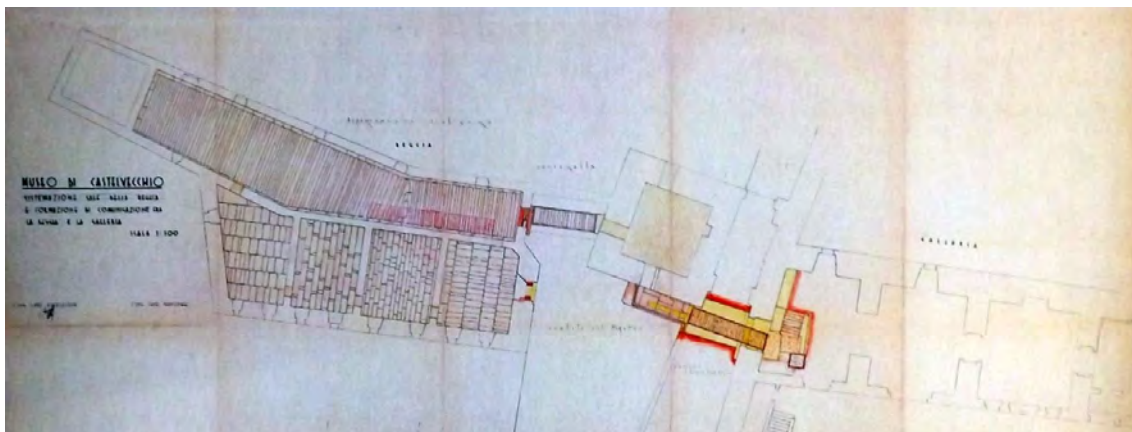


Figura 51 - Idea di pavimentazione dai motivi differenziati per ognuna delle sale meridionali del primo piano, venne scartata probabilmente al tempo in cui Scarpa decise di rendere più sfumata la congiunzione delle lastre di pietra della pavimentazione così da creare una superficie omogeneamente riflettente.

4.3.5 Le passerelle tra Mastio e Reggia

Alla fine del XVIII secolo i veneziani avevano inserito tra la torre e la Reggia una porta d'accesso. Una scala portava al primo piano e dal secondo piano si poteva accedere alla torre attraverso un passaggio. Durante la conversione a museo del 1923 - 26 tutto questo venne demolito e sostituito da una passerella coperta situata al livello del secondo piano. Questo costituisce l'unico accesso all'ala del museo situata nella Reggia. Nella prima fase della ristrutturazione Scarpa costruì un passaggio di accesso al primo piano operando un'apertura nella torre del Mastio e trasformando una nicchia nel muro della Reggia. Vi collocò davanti la statua di Cangrande in modo che questa venisse incorniciata dalla Porta del Morbio e fosse contemporaneamente visibile dalla passerella stessa. La passerella è una semplice struttura di cemento armato e ferro che sostiene una pavimentazione in pietra Prun e ha il corrimano in ferro e degli zoccoli in legno. È significativo che Scarpa abbia scelto per questo collegamento una passerella scoperta ancorata al muro anziché utilizzare un passaggio coperto; egli infatti si proponeva di rivelare l'intera altezza di questo muro dal cortile fino ad arrivare agli spalti. Da qui è anche possibile vedere l'intricata struttura dell'intradosso della seconda passerella. Nella seconda fase dei lavori al secondo piano demolì il passaggio coperto del 1926 e lo sostituì con un altro che avrebbe dovuto servire anche come spazio espositivo. Il progetto è uno studio del controllo della prospettiva che varia come il visitatore attraversa questo spazio. La Reggia è principalmente un'esperienza interna e il visitatore che ne esce al livello del secondo piano si trova improvvisamente immerso in un mondo romantico di torri e merlature. Scarpa cela la vista sul cortile collocando lungo il muro meridionale un parapetto ad altezza degli occhi del visitatore, così da lasciare visibile soltanto il profilo delle merlature di fronte. Accedendo alla passerella coperta una finestra orizzontale incornicia una

straordinaria veduta della mole del mastio mentre nello spazio più immediato si può vedere il muro settentrionale e su quello orientale la dentellatura in mattoni che sporge dalla parte inferiore dei camminamenti. Il progetto definitivo prevede due piani verticali di calcestruzzo tra la Reggia e la torre. I serramenti delle finestre sembrano scorrere sopra queste pareti, mentre le lastre di calcestruzzo della pavimentazione sono inserite tra i piani verticali e una trave centrale. Sul lato nord il tetto riprende il tema dei piani verticali slittati e sul lato sud il calcestruzzo viene modellato a formare tre gradoni per finire con un intradosso orizzontale.

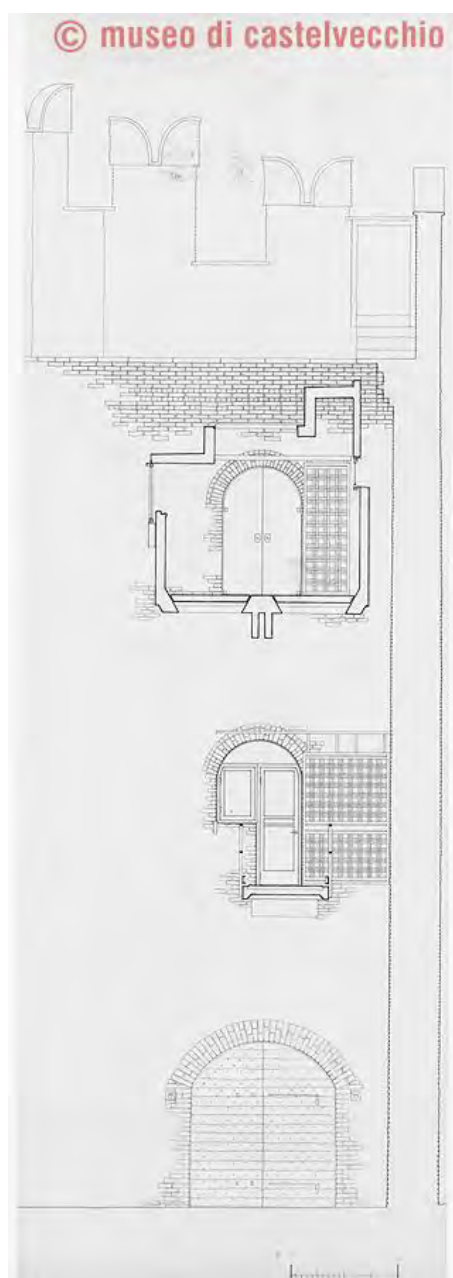


Figura 52 - Sezione delle passerelle, coperta e scoperta, tra la Reggia e il Mastio.

5 Analisi dello stato di fatto

5.1 Inquadramento

5.1.1 Inquadramento geografico

Le coordinate geografiche, utili per la georeferenziazione ed il calcolo della sollecitazione sismica sono 45.4396° N e 10.9877° E . Si riporta in figura 1 la posizione attuale del castello e in figura 2 la relativa vista aerea.



Figura 1 - Inquadramento generale della città di Verona e localizzazione del castello.

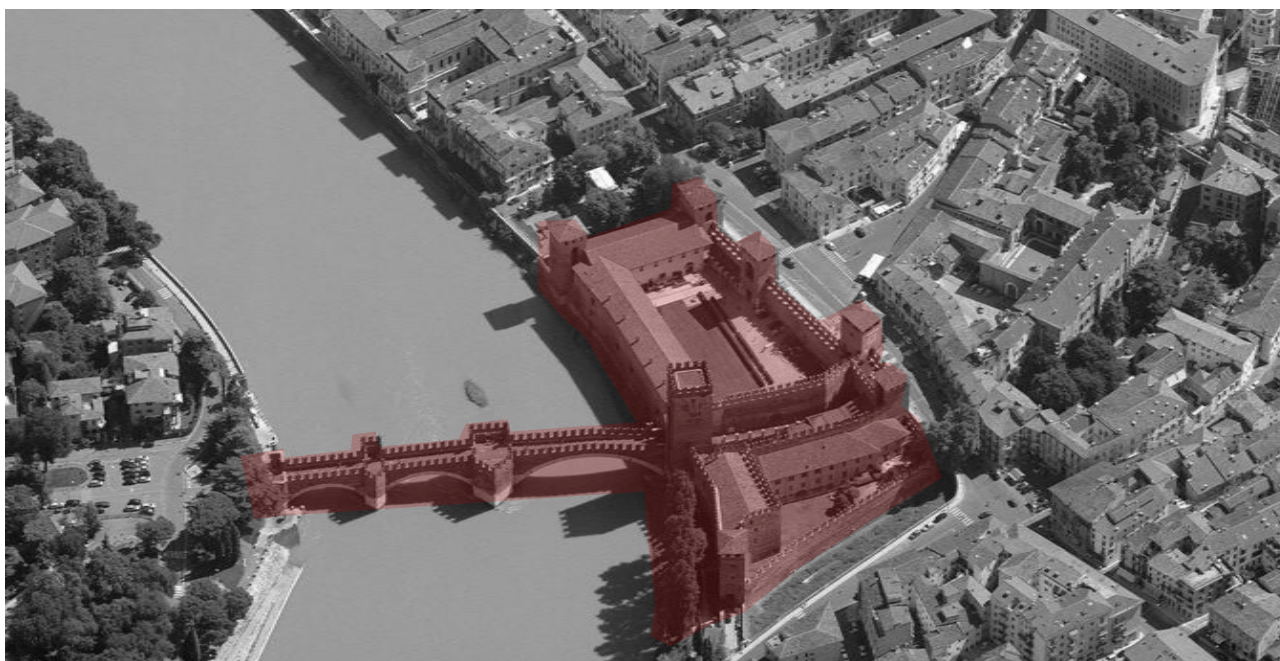


Figura 2 - Vista aerea della zona del castello, in rosso il castello.

5.1.2 Inquadramento sismico

Il rischio sismico è un concetto che comprende sia la probabilità dell'evento, sia le conseguenze che l'evento stesso potrebbe produrre. È la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità¹, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo².

Il rischio sismico è determinato dalla combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione. La pericolosità sismica misura la probabilità che in una data area e in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una certa soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA). Dipende dal tipo di terremoto, dalla distanza dall'epicentro nonché dalle condizioni geomorfologiche. È indipendente da ciò che l'uomo ha costruito. La vulnerabilità esprime la probabilità che una struttura di un certo tipo possa subire un certo livello di danneggiamento a seguito di un terremoto di una determinata intensità. La misura è legata alla definizione e valutazione del danno, che a sua volta è legato alla perdita o riduzione di funzionalità dell'opera. L'esposizione indica la misura della presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (economico, in vite umane, ai beni culturali, ecc.)

Di seguito (figura 3) viene riportata la mappa con i valori di pericolosità sismica della regione Veneto³ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

¹ La sismicità indica la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti, ed è una caratteristica fisica del territorio.

² www.protezionecivile.gov.it

³ <http://esse1.mi.ingv.it/>

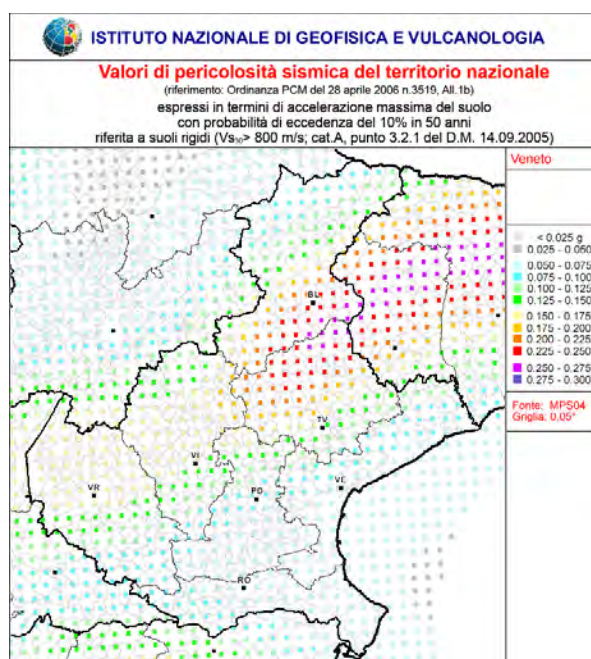


Figura 3 - Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto.

Ad integrazione dei dati raccolti nella figura 4 viene proposto il diagramma della storia sismica di Verona dal 1117 al 2004⁴, colpita da 126 eventi sismici i cui epicentri sono stati registrati in molte località del nord Italia.

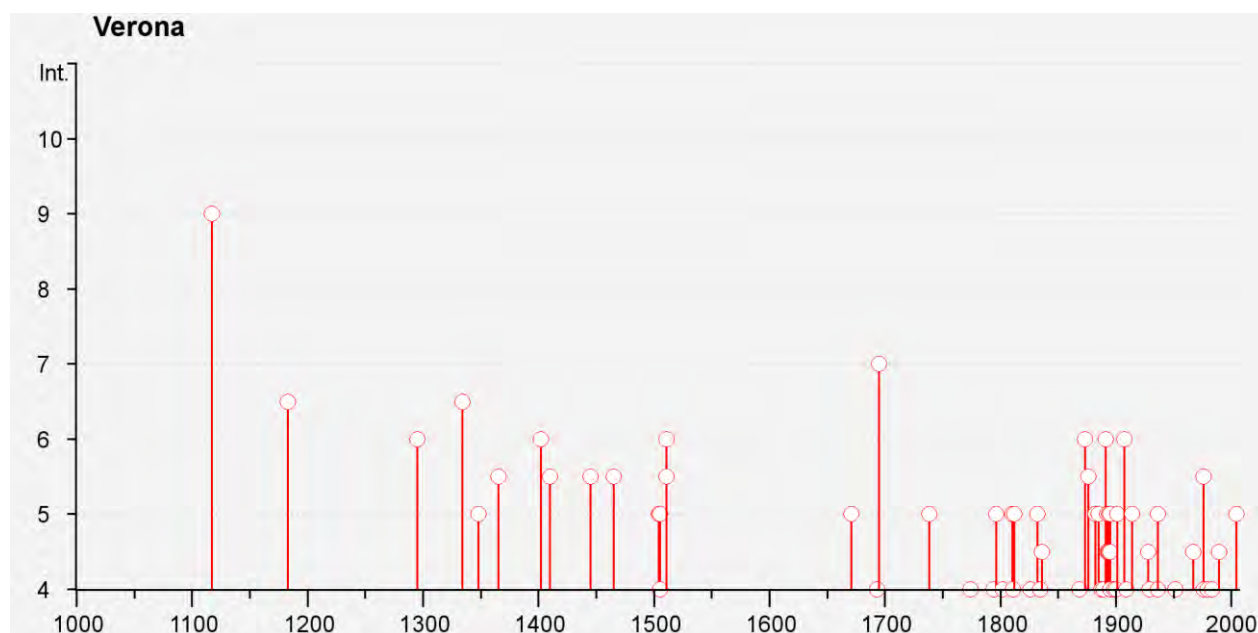


Figura 4 - Diagramma della storia sismica di Verona.

5.1.2.1 Azione sismica

La zona sismica di riferimento è quella di tipo 3 (per il territorio di Verona, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione del Consiglio Regionale Veneto n. 67 del 3.12.2003.). In funzione di detta zona, si definisce un valore

⁴ emidius.mi.ingv.it

del parametro a_g (accelerazione orizzontale massima), espresso in funzione dell'accelerazione di gravità g :

$$a_g = 0,157 g$$

Tale valore costituisce l'accelerazione su suolo rigido che, nella zona considerata ha un periodo di ritorno di 475 anni oppure una probabilità del 10 % di essere superata in 50 anni.

Non sono disponibili prove di carattere geotecnico per stabilire la categoria di suolo del sito, perciò, data la vicinanza al letto del fiume Adige dell'edificio si è ipotizzata una categoria di suolo di tipo D (caratterizzato da valori della velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio $V_{s,30}$ inferiore a 180 m/s, ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ KPa nei terreni a grana fina).

In base alla categoria di suolo si definisce il fattore S , per un suolo di tipo D:

$$S = 1,80$$

Di seguito vengono riportati gli spettri di risposta elastici e gli spettri di progetto del periodo fondamentale della struttura calcolati attraverso il programma *Spettri-NTCver.1.0.3*.

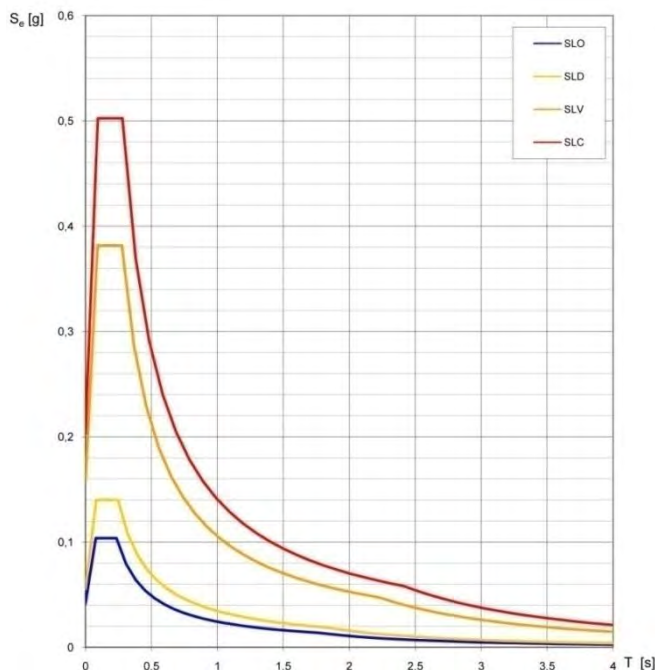


Figura 5 - Spettri di risposta elastici.

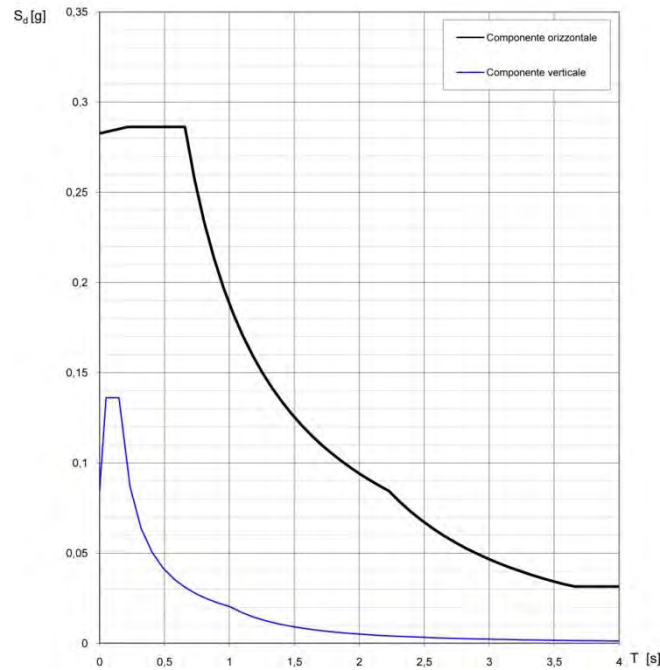


Figura 6 - Spettri di progetto.

Nella seguente tabella 1 sono esposti i principali parametri utilizzati per la valutazione dell'azione sismica.

Coordinate geografiche di Verona	Latitudine	45,4351
	Longitudine	10,9988
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	0,157
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2,431
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_c^*	0,276
Vita nominale	V_N	50
Classe d'uso e relativo valore del coefficiente d'uso	C_U	I
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	≥ 50
Probabilità di superamento per SLV	P_{Vr}	10%
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	475
Categoria di sottosuolo	A	
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_S	1,8
	C_C	2,377
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,8
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S_T	1,8
Fattore di struttura	q	2

Tabella 1 - Parametri sismici di riferimento per la zona di Castelveccchio a Verona.

5.2 Rilievo Geometrico

Il rilievo geometrico, fornito per il lavoro di tesi, è stato eseguito dallo studio dell'Arch. Torsello su commissione della Direzione Musei d'Arte e Monumenti del comune di Verona. Il lavoro di rilievo dello studio dell'Arch. Torsello includeva il rilievo topografico sull'area di Castelvechio, realizzato col fine di individuare la rete principale che costituisce il riferimento rigido entro la quale collocare tutte le misure di dettaglio, in seguito è stato pertanto eseguito il rilievo delle reti di raffittimento che fungono da appoggio alle misure di dettaglio ed alle scansioni tridimensionali. Sono state, infine, eseguite scansioni attraverso laser scanner ed interessano tutti gli spazi espositivi compresi gli spazi adibiti ad uffici e biblioteca, molti vani pertinenti al Circolo Ufficiali nonché tutti i camminamenti esterni e le torri, i vani particolarmente significativi in termini di controllo plano-altimetrico, i sottotetti e tutte le superfici esterne, compreso il cortile. Per tutti gli altri vani sono state eseguite misure topografiche di dettaglio, collegate alle reti topografiche principali o secondarie.

Il nostro lavoro è consistito nel rimpaginare i dati fornitici inquadrando la zona di nostro interesse. Abbiamo perciò fornito negli allegati le tavole con le planimetrie in scala 1:100, mentre sezioni e prospetti sono stati riportati in scala 1:200.

Di seguito vengono riportate le piante, le principali sezioni e i prospetti in scala grafica.

5.2.1 Piante

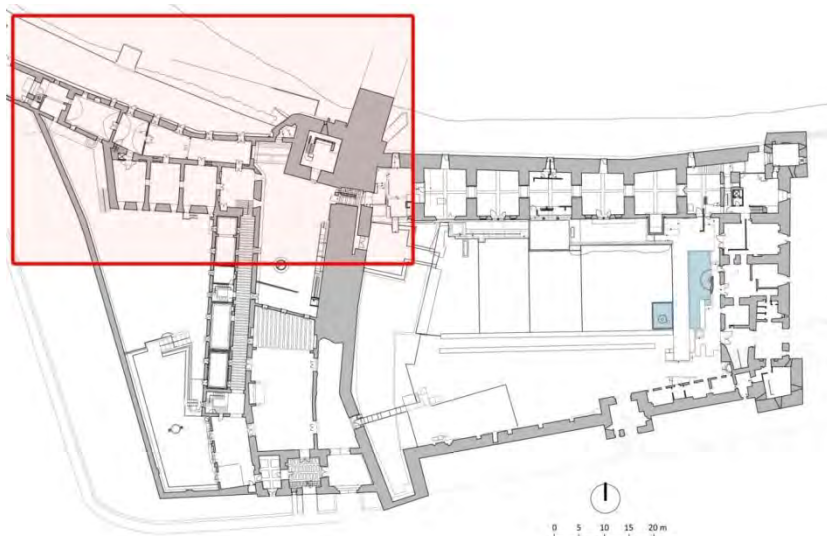


Figura 7 - Planimetria generale.

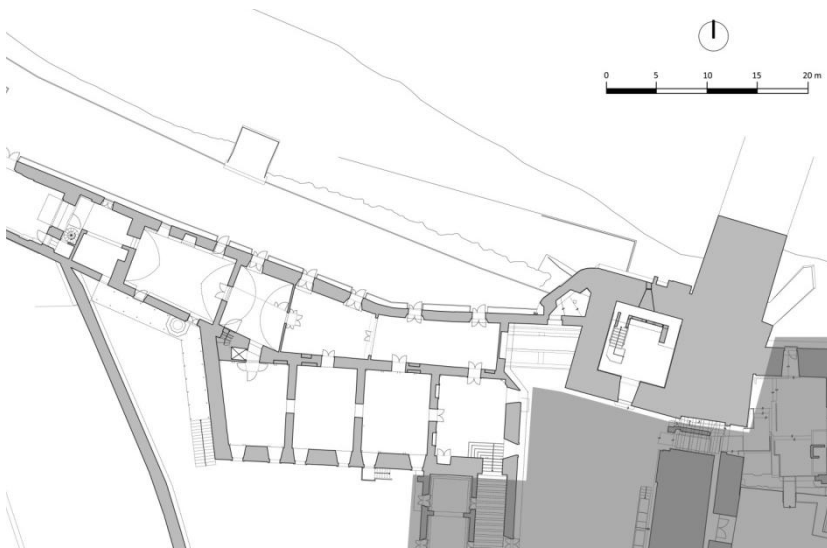


Figura 8 - Pianta piano terra.

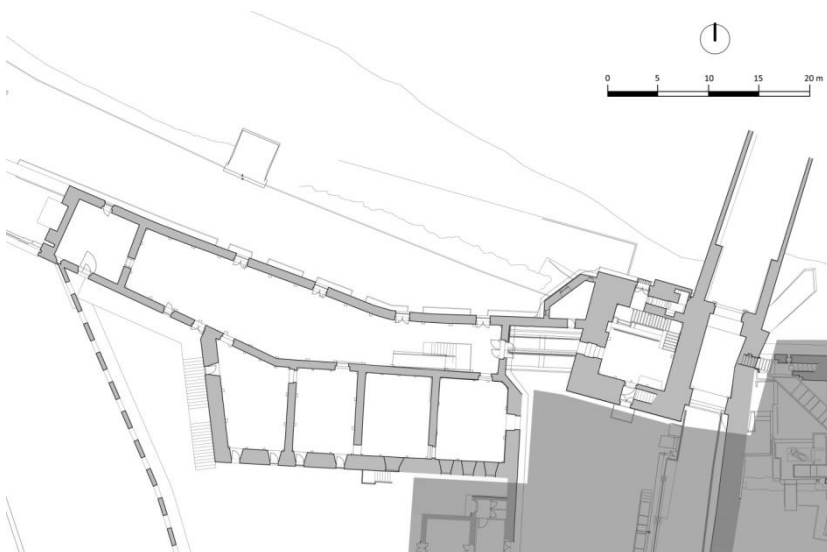


Figura 9 - Pianta piano primo.

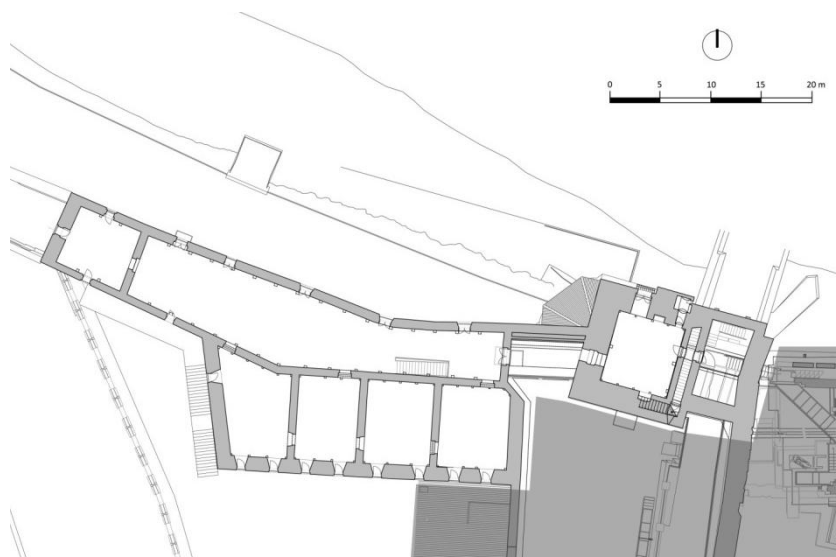


Figura 10 - Pianta piano secondo.

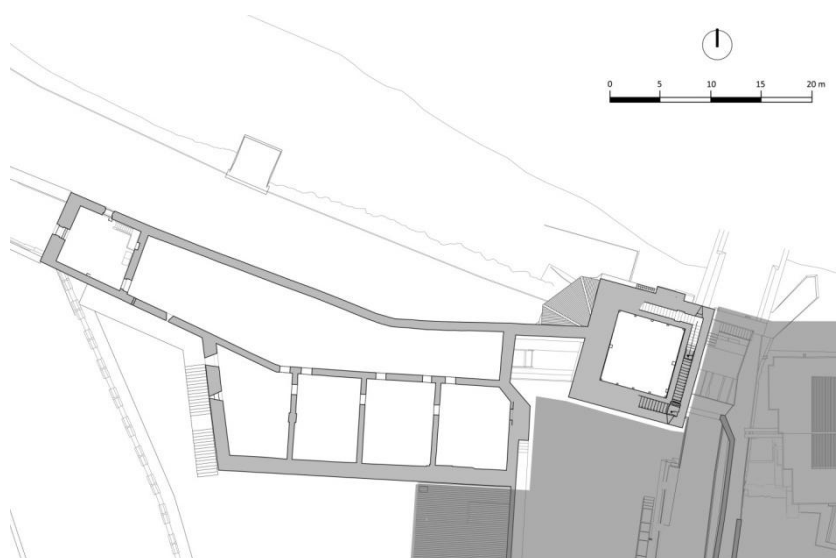


Figura 11 - Pianta piano terzo (sottotetto).

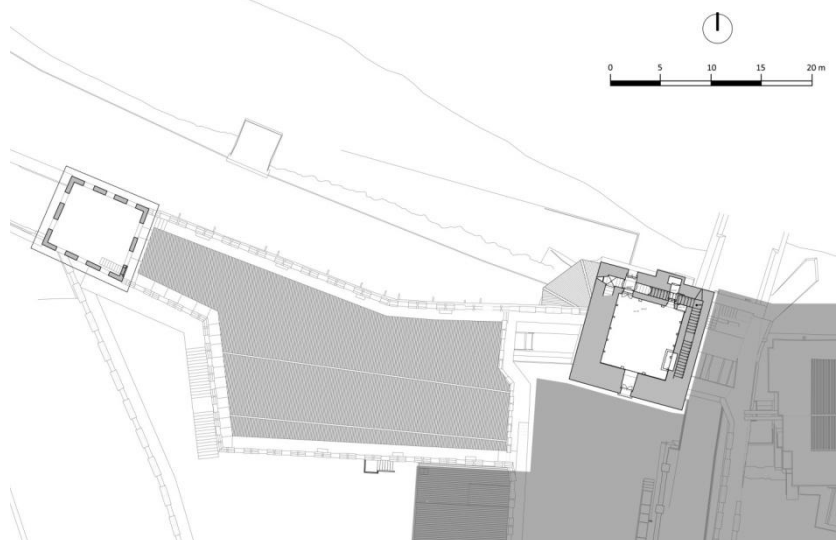


Figura 12 - Pianta piano terzo.

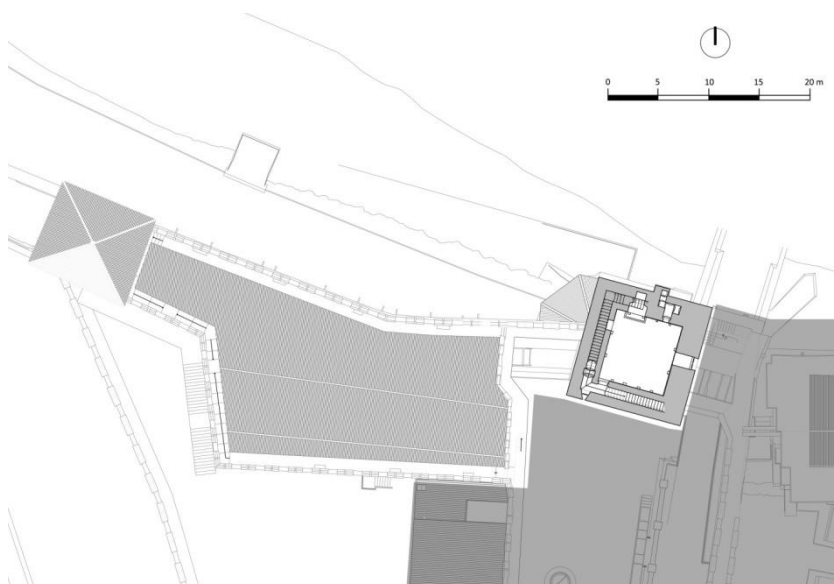


Figura 13 - Pianta piano quarto.

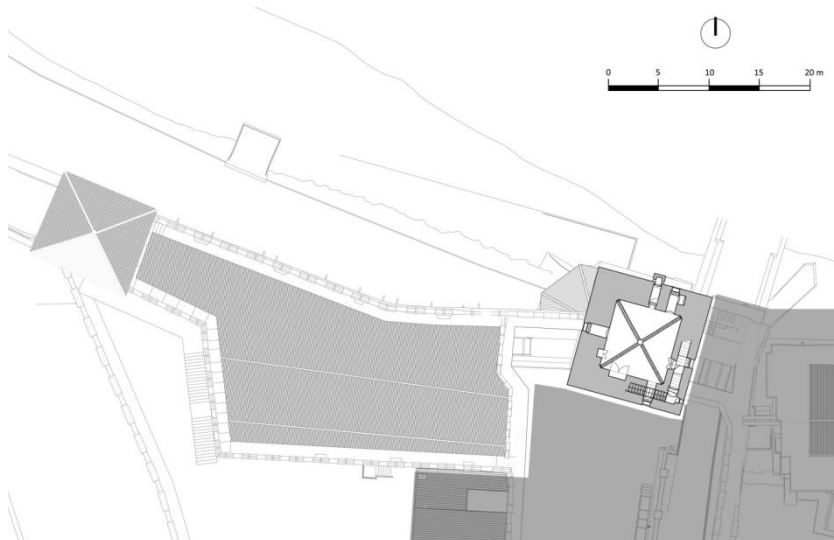


Figura 14 - Pianta piano quinto.

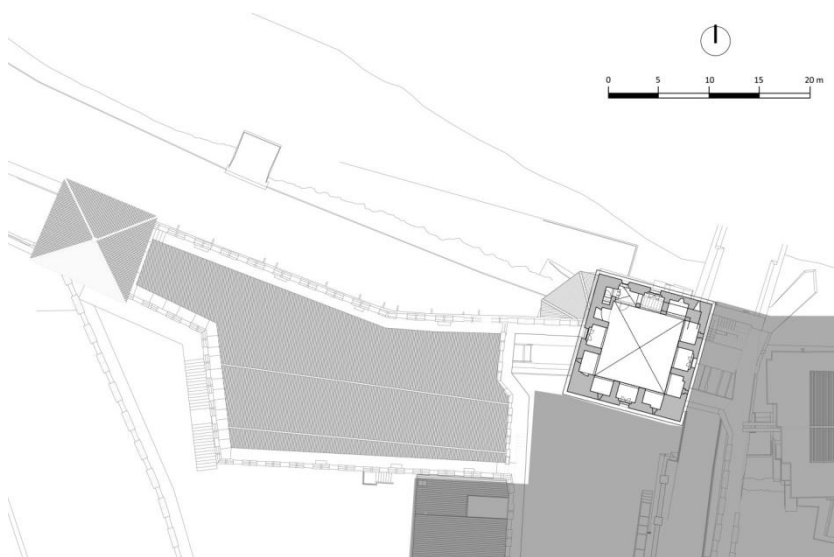


Figura 15 - Pianta piano sesto.

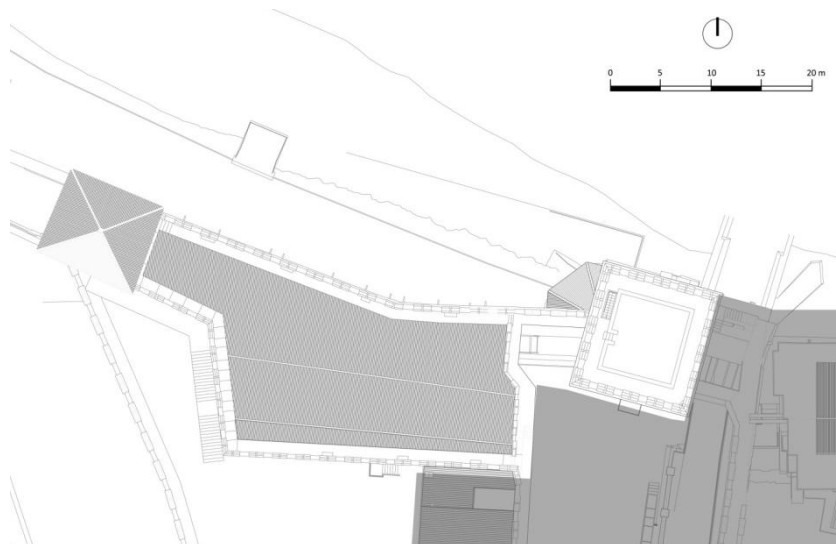


Figura 16 - Pianta coperture.

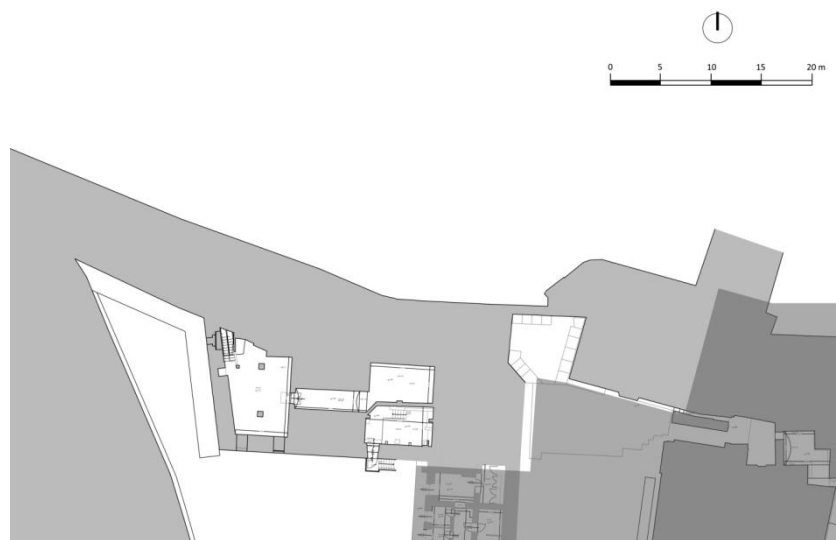


Figura 17 - Pianta piano interrato.

5.2.2 Prospetti

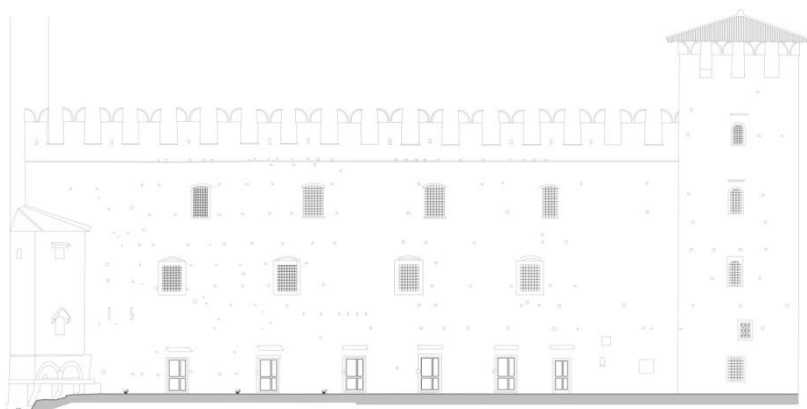


Figura 18 - Prospetto nord della Reggia.

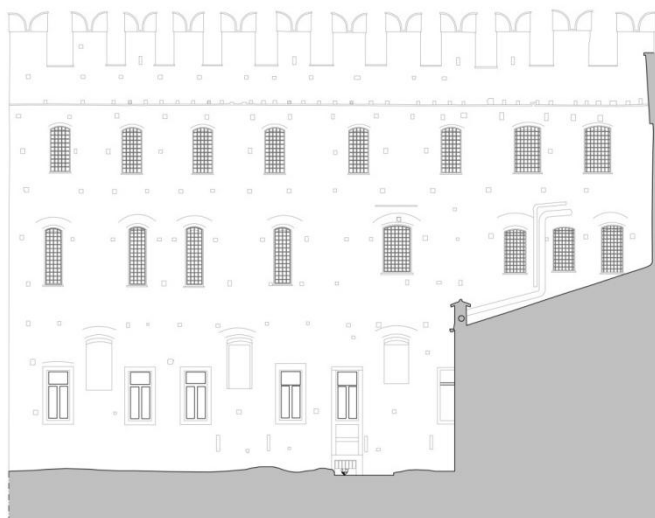


Figura 19 - Prospetto sud della Reggia.

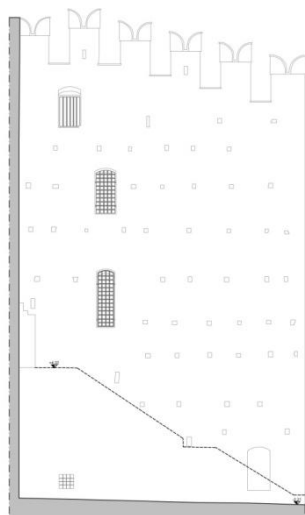


Figura 20 - Prospetto ovest della Reggia.

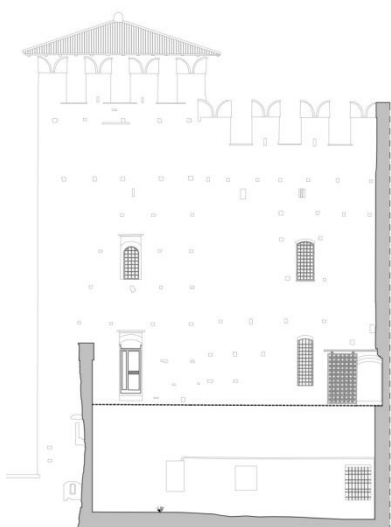


Figura 21 - Prospetto sud ovest della Reggia e dalla torre nord ovest.

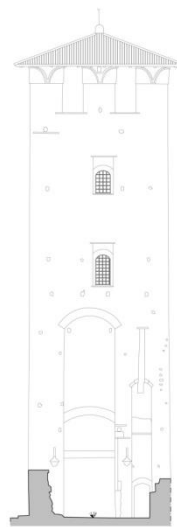


Figura 22 - Prospetto est della torre nord ovest.

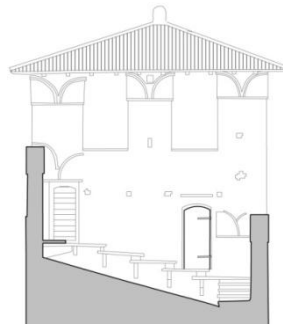


Figura 23 - Prospetto ovest della torre nord ovest.

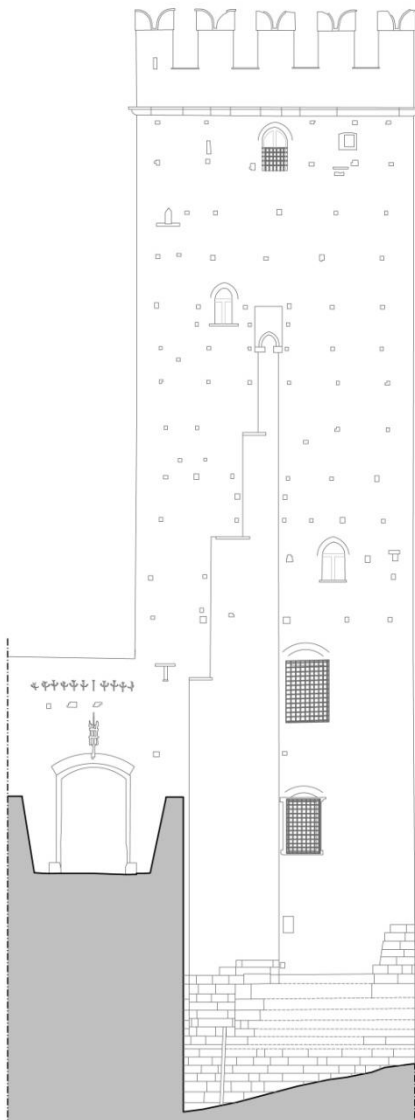


Figura 24 - Prospetto nord del Mastio.

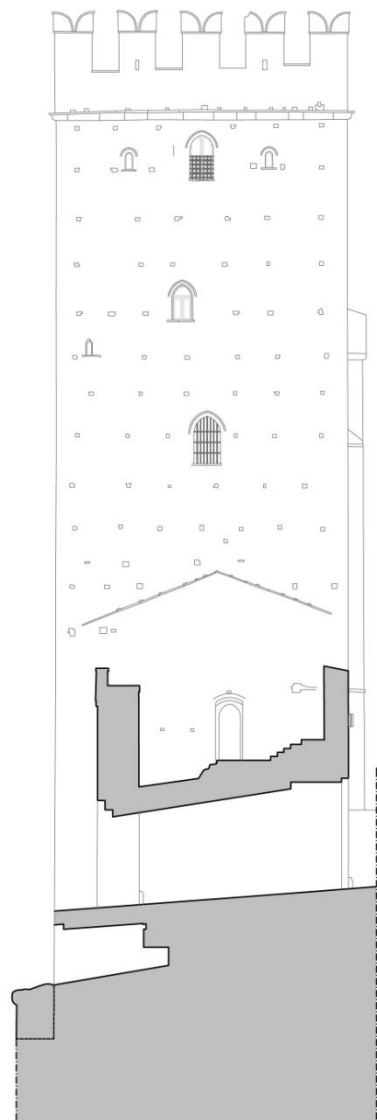


Figura 25 - Prospetto est del Mastio.

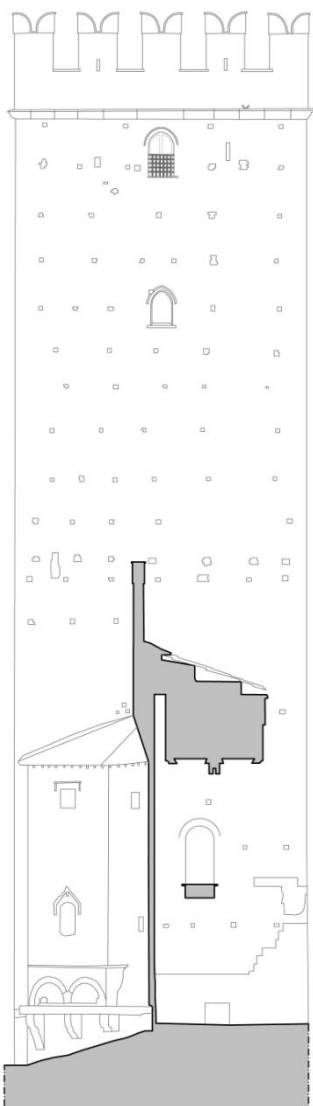


Figura 26 - Prospetto ovest del Mastio.

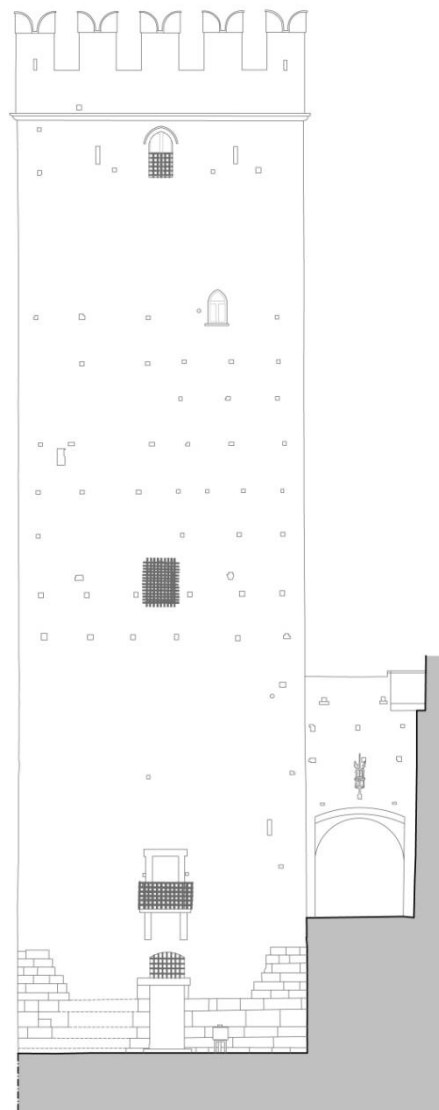


Figura 27 - Prospetto sud del Mastio.

5.2.3 Sezioni

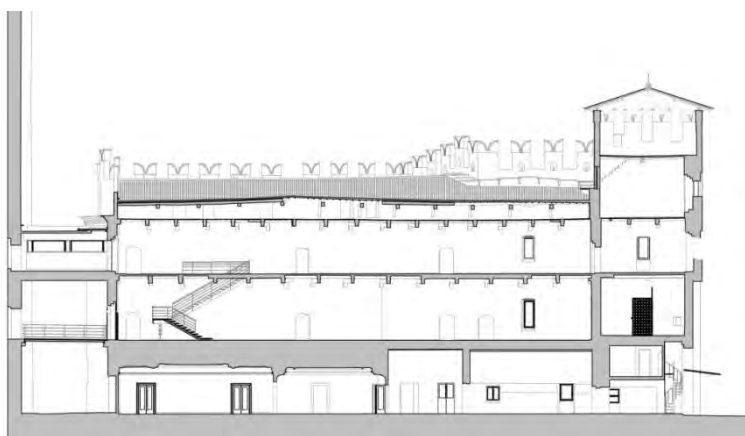


Figura 28 -Sezione longitudinale la Reggia.



Figura 29 - Sezione trasversale la Reggia.

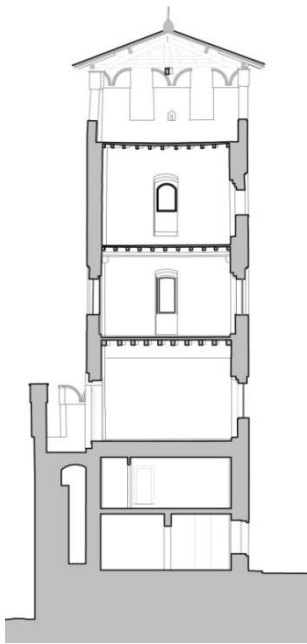


Figura 30 - Sezione torre nord ovest.

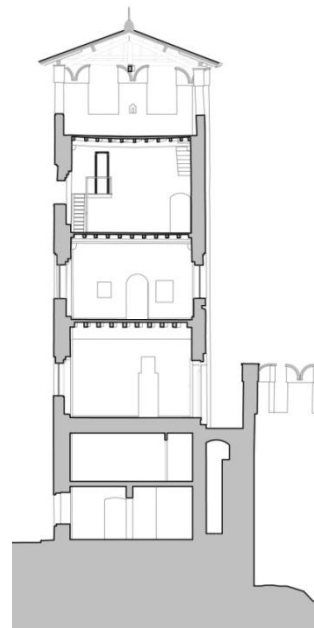


Figura 31 - Sezione torre nord ovest.

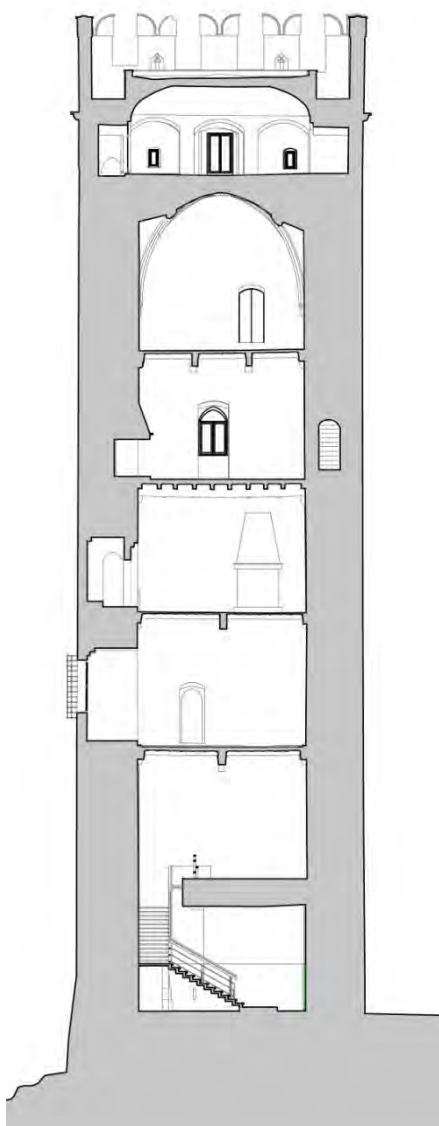


Figura 32 - Sezione Mastio.

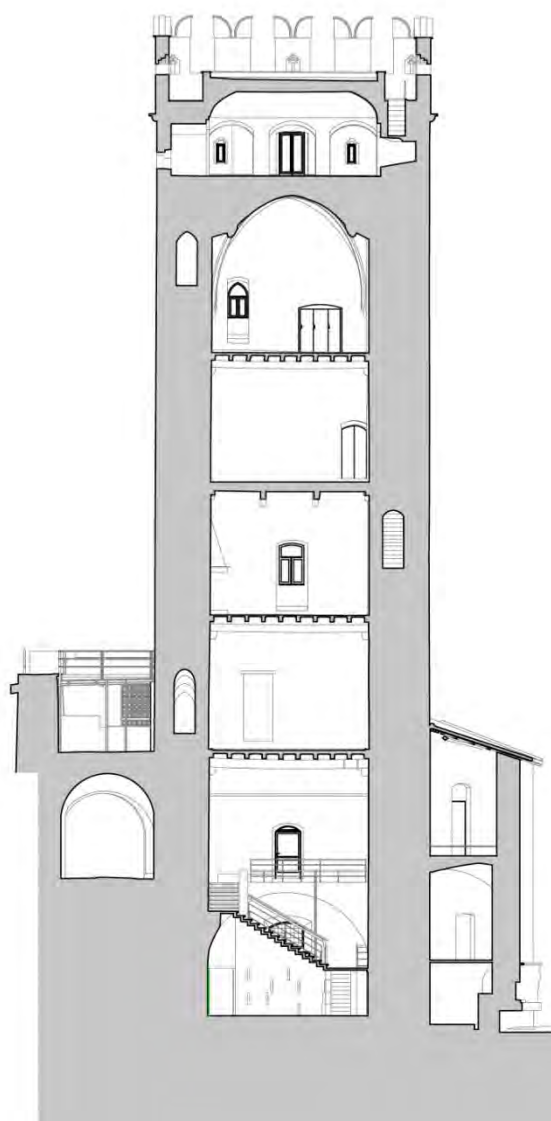


Figura 33 - Sezione Mastio.

5.3 Rilievo Fotografico

Il rilievo fotografico è risultato utile per la conoscenza approfondita dell'edificio in questione al fine di poter valutare lo stato di fatto dell'intero complesso e delle sue parti ed effettuare una analisi primaria sulle vulnerabilità e sullo stato di degrado presente o in atto. Nelle tavole in allegato viene riportato il rilievo fotografico eseguito mediante l'uso di coni ottici per permettere di restituire in pianta la posizione delle relative fotografie.

5.3.1 Spazi interni

La porzione del complesso di Castelvechio da noi indagata riguarda la zona nord-ovest, in tale area si sviluppa parte del museo di Castelvechio con le porzioni denominate "Reggia uno" (piano

primo della Reggia) e “Reggia due” (piano secondo della Reggia). L’area comprende anche la Torre del Mastio, anch’essa parte del museo, ma non accessibile completamente al pubblico.

5.3.1.1 Piano terra

Al piano terra si sviluppa una zona destinata ad uso ristorante con cucine e alcune sale da pranzo che vedono la presenza di volte a padiglione e di soffitti decorati con cassettonature . Nella porzione che coinvolge la Torre del Mastio troviamo uno degli ingressi al museo attraverso il piano terreno. Tale zona è stata scelta per la collocazione degli accelerometri e della centralina di acquisizione dati per via della presenza di una stanza non accessibile al pubblico che permette di occultare alla vista le strumentazioni.



Figura 34 - Ingresso (Torre del Mastio).



Figura 35 - Locale tecnico utilizzato per il posizionamento della strumentazione (Torre del Mastio).



Figura 36 - Sala del ristorante.



Figura 37 - Sala del ristorante.



Figura 38 - Cucina del ristorante.

5.3.1.2 Piano primo

Il piano primo vede la presenza di una parte del museo nella quale sono riposti dipinti e sono presenti decorazioni affrescate o dipinte su alcune sale del museo. Nella Torre del Mastio si trova una sala di passaggio per poter accedere al secondo livello delle Gallerie del museo, inoltre dalla Torre si può accedere alla “Reggia uno” attraverso un corridoio scoperto.



Figura 39 - Torre del Mastio.



Figura 40 - Una delle pareti affrescate.



Figura 41 - Area museale della Regia uno.



Figura 42 - Area museale.



Figura 43 - Area museale (Torre nord-ovest).

5.3.1.3 Piano secondo

Anche a questo livello si sviluppa il museo con la presenza della soprannominata “Reggia due”, la quale è in comunicazione con la “Reggia uno” attraverso una scala interna in legno. Le stanze della “Reggia due” sono in comunicazione diretta con la Torre del Mastio attraverso un corridoio coperto costruito in calcestruzzo armato.



Figura 44 - Torre del Mastio.



Figura 45 - Torre del Mastio.

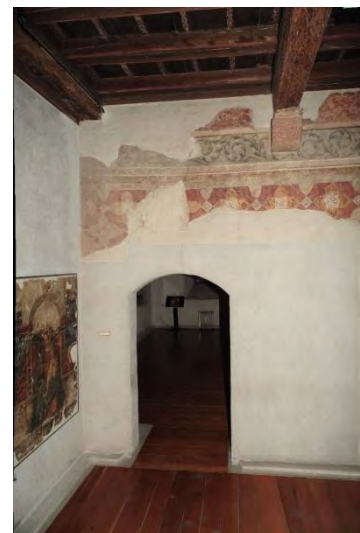


Figura 46 - Area museale.



Figura 47 - Area museale.

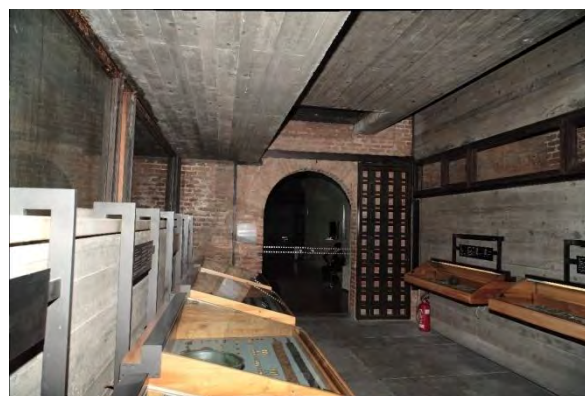


Figura 48 - Corridoio di collegamento tra Torre del Mastio e "Regia due".

5.3.1.4 Piano terzo

A questo livello si sviluppa il sottotetto della Reggia tale zona è accessibile attraverso una botola nel soffitto del secondo piano della torre nord-ovest. Nel sottotetto sono stati posti tutti gli impianti elettrici del museo, per questo si è deciso di posizionare due potenziometri in questa zona, la quale ovviamente non è accessibile al pubblico per cui la strumentazione rimarrà invisibile ai fruitori del museo. Nella Torre del Mastio si trova una stanza destinata a deposito materiali, in questa stanza sono stati sistemati due potenziometri, uno internamente ed uno esternamente, per il controllo di due fessure, inoltre è stato posto la centralina di acquisizione dati.



Figura 49 - Torre nord-ovest.



Figura 50 - Torre nord-ovest.



Figura 51 - Sottotetto



Figura 52 - Sottotetto con passaggio di canalette impiantistiche.

5.3.1.5 Piano quarto

Qui si trovano la zona della copertura della torre nord-ovest, costituita da capriate e travi in legno, mentre nella Torre del Mastio è presente una sala con copertura lignea, la quale era utilizzata come deposito documenti, ma attualmente si presenta vuota e inutilizzata. Entrambe le stanze non sono accessibili al pubblico.



Figura 53 - Torre nord-ovest.



Figura 54 - Torre nord-ovest (copertura).



Figura 55 - Torre del Mastio (la sala precedentemente usata come archivio).

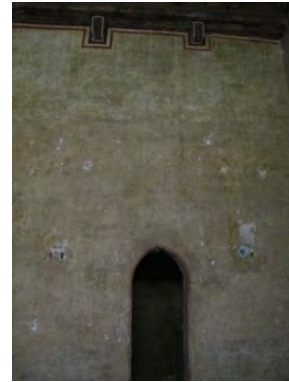


Figura 56 - Torre del Mastio, la stessa sala nella situazione attuale.

5.3.1.6 Piano quinto

A questo livello si trova, nella Torre del Mastio, la sala Fuini, si tratta di una sala che presenta decorazioni sulle pareti ed ha una copertura voltata. Tale stanza non è accessibile al pubblico e viene usata come deposito attrezzi e di materiale museale.

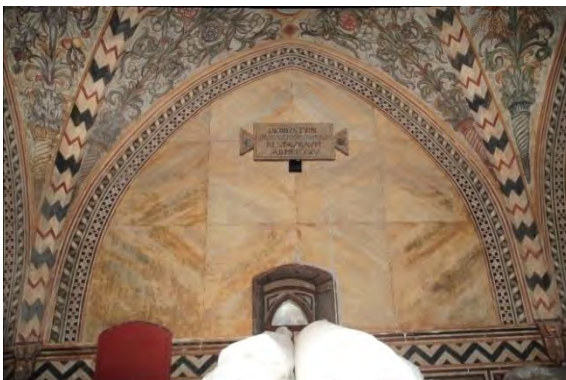


Figura 57 - Sala Fuini (Torre del Mastio).



Figura 58 - Sala Fuini (Torre del Mastio).

5.3.1.7 Piano sesto

Nella Torre del Mastio è presenta una sala utilizzata come deposito del museo non accessibile al pubblico. Il soffitto presenta una volta a padiglione. In tale stanza sono stati installati i quattro accelerometri in sommità alla torre.



Figura 59 - Torre del Mastio.



Figura 60 - Torre del Mastio.

5.3.1.8 Pianta coperture

La copertura del Mastio risulta accessibile attraverso la scalinata interna della Torre che conduce in sommità.



Figura 61 - Torre del Mastio, copertura.



Figura 62 - Torre del Mastio, copertura.



Figura 63 - Torre del Mastio, copertura.

5.3.2 Prospetti

Di seguito vengono riportati le ortofoto dei prospetti, i nomi dati sono gli stessi di quelli utilizzati nelle tavole allegate.



Figura 64 - Prospetto nord della Reggia e della torre nord ovest.



Figura 65 - Prospetto sud della Reggia.

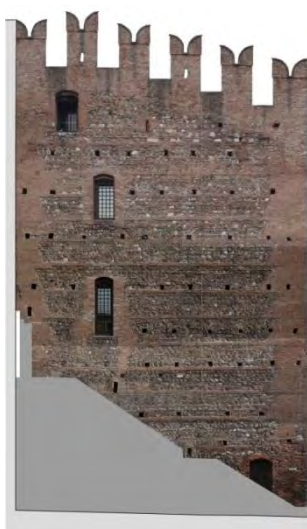


Figura 66 - Prospetto ovest della Reggia.



Figura 67 - Prospetto sud ovest della Reggia e della torre nord ovest.

Figura 68 - Prospetto ovest della torre nord ovest.

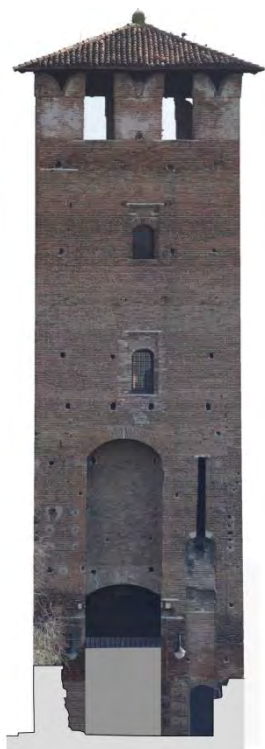


Figura 69 - Prospetto est della torre nord ovest.



Figura 70 - Prospetto nord del Mastio.



Figura 71 - Prospetto est del Mastio.



Figura 72 - Prospetto ovest del Mastio.



Figura 73 - Prospetto sud del Mastio.

5.4 Rilievo tipologico strutturale

La parte da noi analizzata del complesso di Castelvechio presenta una struttura di elevazione in muratura con spessori calanti al crescere dell'altezza. Sono presenti differenti tipologie murarie che caratterizzano differenti aree della porzione esaminata anche in virtù di probabili sopraelevazioni avvenute in epoche successive a quella della prima costruzione della Reggia. Difatti al piano terreno la muratura è costituita in blocchi di laterizio pieni, questa lavorazione si trova anche per tutta l'altezza della Torre del Mastio e nelle merlettature ghibelline aggiunte nell'Ottocento dopo la distruzione delle originali. Il piano secondo e terzo della Reggia sono costituiti da una muratura mista di pietre e mattoni, che ne regolarizzano i corsi.

Gli orizzontamenti sono perlopiù costituiti da strutture in legno, in particolare i piani di calpestio sono costituiti da sistemi di travi, mentre le coperture presentano strutture miste formate da capriate e travi. Al piano terra l'orizzontamento presenta l'unica eccezione data la presenza di volte a botte.

5.4.1 Piano terra

Il primo orizzontamento presenta diversi tipologie di solai. Nella sale A.1, A.2, A.3, A.4 il solaio è in legno a doppia orditura con travi principali di dimensioni h 60 cm x b 22 cm ed interasse di circa 2,60 m, le travi secondarie hanno dimensioni di h 40 cm x b 15 cm ed interasse di circa 60 cm. Le stanze A.5, A.6, A.7, A.8 hanno un solaio costituito da volte a botte, realizzate probabilmente tramite l'utilizzo di mattoni disposti di taglio, anche se questa ipotesi non può essere verificata perché la superficie è intonacata.

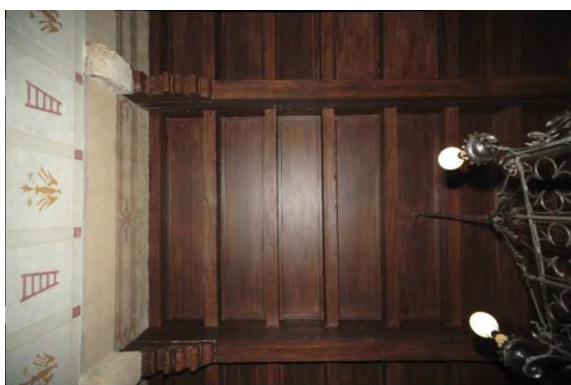


Figura 74 - Primo orizzontamento realizzato in legno.

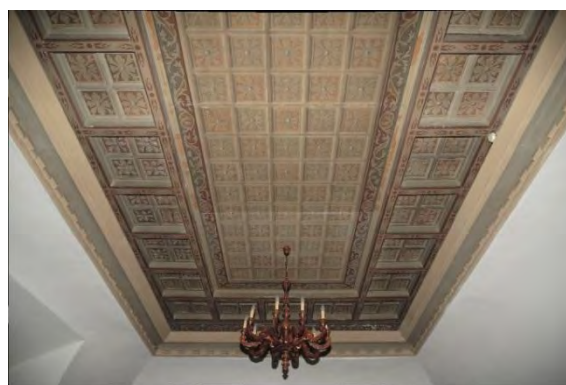


Figura 75 - Solaio in legno con decorazioni presenti al piano terra.



Figura 76 - Una delle volte a botte presenti al piano terra.

5.4.2 Piano primo

La maggior parte dei solai sono lignei e a doppia orditura e la direzione dell'orditura cambia nelle varie stanze del piano, in questa maniera si può evitare che le travi principali poggino in corrispondenza degli architravi di aperture. Le travi principali poggiano su un toro di marmo incastrato nel muro, a volte questo elemento architettonico è accompagnato anche da una modanatura lignea che funge da appoggio per la trave, questo accorgimento permette di evitare concentrazioni di tensioni sulla muratura nella zona in cui poggia la trave. L'interasse dell'orditura principale è variabile tra i 2,2 m e i 2,7 m, mentre le travi secondarie hanno un interasse variabile tra i 35÷50 cm e su di esse si appoggia il tavolato che funge da pavimentazione del piano superiore.

In particolare nelle stanze B.1, B.2, B.3, B.4 le travi principali hanno una dimensione di circa h 50 cm x b 20 cm con un interasse di 2,5 m, l'interasse dell'orditura secondaria è di circa 50 cm.

Nella stanza B.5 le travi principali hanno dimensioni h 60 cm x b 30 cm ed un interasse medio di circa 2,3 m, le travi secondarie hanno interasse di circa 35 cm; in questa stanza non è presente la modanatura in legno a sostegno delle travi principali. Nella stanza è presente anche una scala in legno sorretta da travi in acciaio.



Figura 77 - Dettaglio della scala presente nella sala principale del museo.

Nella stanza B.6 (torre Nord - Ovest) il solaio è in legno a semplice orditura con travi di dimensioni h 25 cm x b 18 cm ed un interasse di 45 cm, al di sopra di queste travi si trova il tavolato ligneo.

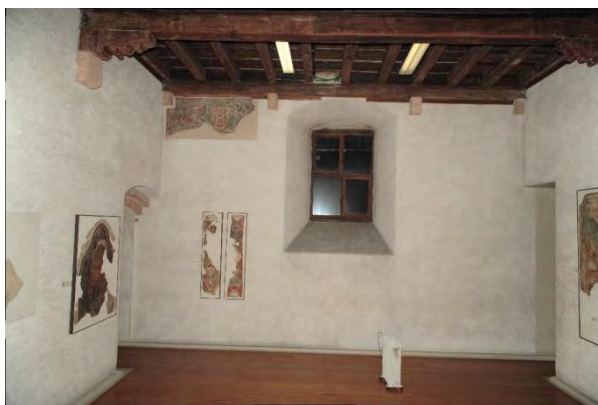


Figura 78 - Solaio del piano primo della torre nord-ovest.

Nella copertura della torre del Mastio, stanza B.7, il solaio è a doppia orditura, dove le travi principali hanno dimensioni di h 60 cm x b 30 cm ed un interasse di circa 3m, mentre le travi secondarie hanno interasse di 55 cm.

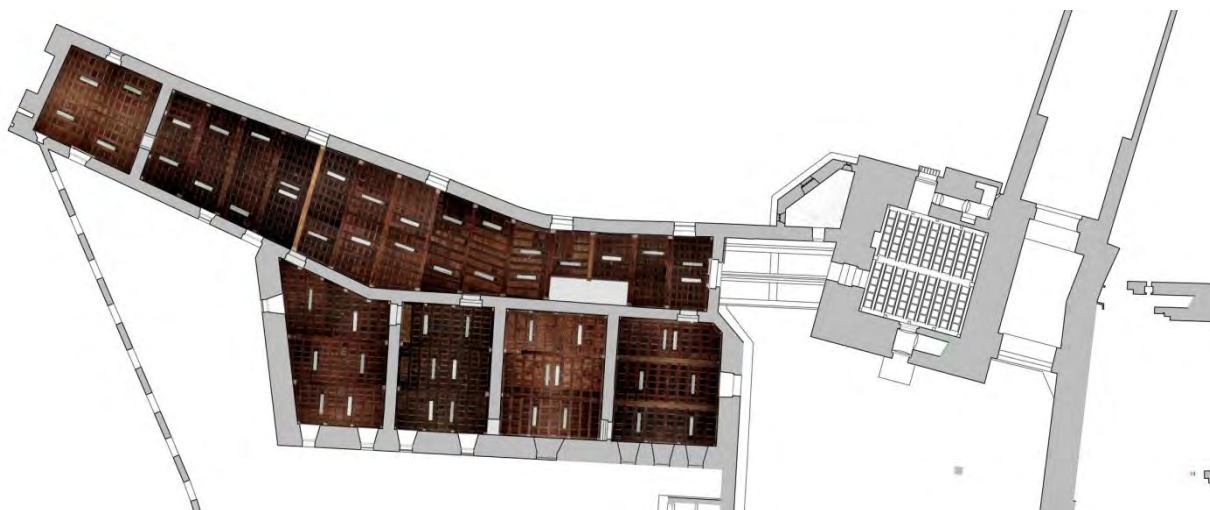


Figura 79 - Ipografia del secondo solaio.

5.4.3 Piano secondo

In questo livello tutto il solaio è in legno e doppia orditura, ovviamente anche in questo piano la direzione di orditura varia tra i differenti ambienti in maniera di evitare che le travi principali poggino in corrispondenza degli architravi delle aperture. L'interasse delle travi principali varia tra i 2,2 m e i 2,6 m mentre quello delle travi secondarie è di circa 45 cm. Il terzo orizzontamento non presenta differenti tipologie di solaio tra le stanze del piano, infatti anche la Torre del Mastio e la Torre nord-ovest presentano la stessa tipologia di orizzontamento con solaio in legno a doppia orditura.

L'unica eccezione dal punto di vista strutturale è rappresentata dal corridoio che collega la Torre del Mastio con la parte ovest del museo, infatti questo collegamento è realizzato con una struttura in calcestruzzo, sia per quel che riguarda le pareti sia per il solaio e pavimentazione.



Figura 80 - Solaio del piano secondo nella parte museale.

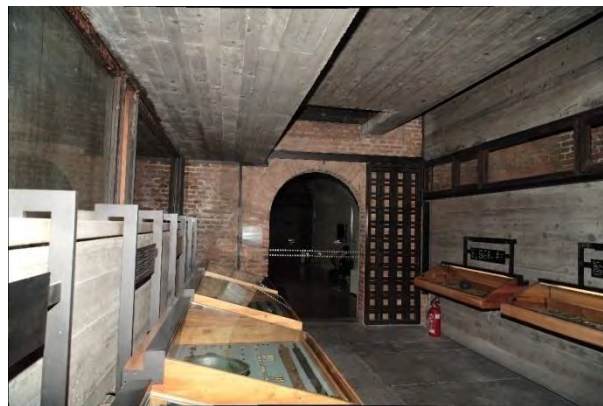


Figura 81 - Corridoio che collega la Torre del Mastio e il museo.

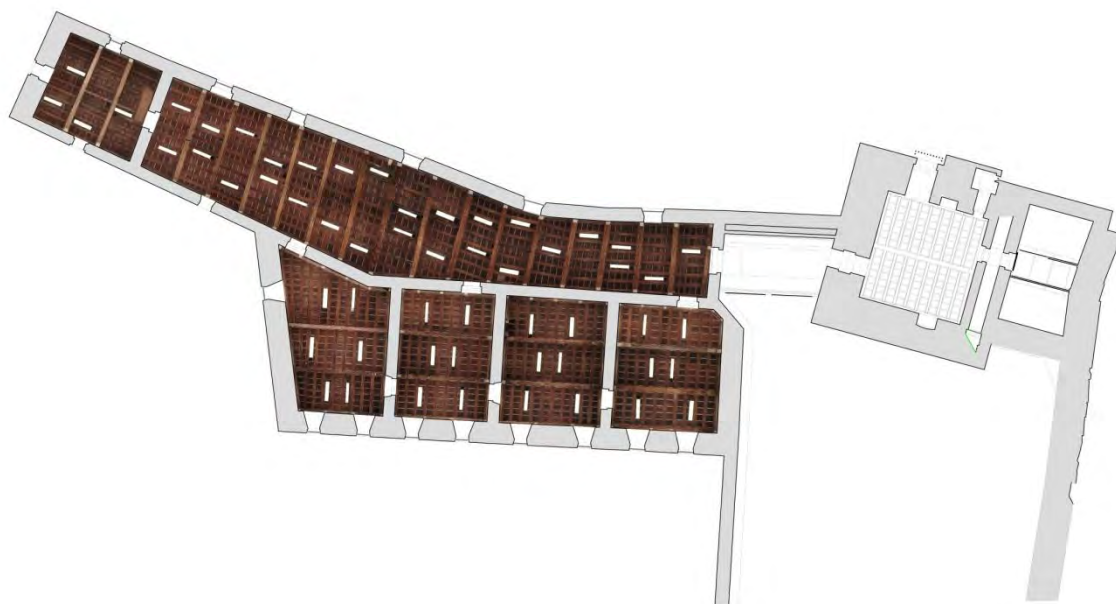


Figura 82 - Ipografia del terzo solaio.

5.4.4 Piano terzo

Il quarto orizzontamento coincide con la copertura del museo, mentre rappresenta un solaio intermedio per le due torri. Per quel che concerne i solai delle torri, essi sono solai lignei a doppia orditura, come nel caso degli orizzontamenti inferiori. In particolare nella Torre del Mastio le tre travi principali hanno dimensioni di h 40 cm x b 30 cm con un interasse di circa 3,2 m, mentre le travi secondarie hanno dimensioni di h 20 cm x b 16 cm con interasse di 55 cm, sopra di esse

poggia il tavolato ordito con la stessa direzione delle travi principali. Nella Torre nord-ovest è presente una sola trave principale, con dimensioni di h 35 cm x b 25 cm, posta al centro della stanza, le travi secondarie, di dimensioni h 20 cm x b 11 cm con interasse di 50 cm, poggiano una testa direttamente nella muratura mentre l'altra testa è sostenuta dalla trave principale.

La zona della copertura coinvolge la parte del museo ed è realizzata col sistema di travi lignee e tavelloni. In particolare la stanza D.5 vede la presenza di travi inclinate, le cui teste poggiano entrambe nella muratura, sostenute da saette, sopra di esse troviamo le travi secondarie che sostengono le terzere sulle quali poggiano i tavelloni di copertura. Questo sistema è adottato anche nella stanze D.1, D.2, D.3, D.4 dove le travi principali poggiano sulle murature trasversali, in questo modo ad essere inclinate sono le travi secondarie, le terzere hanno interasse variabile in queste quattro stanze per la presenza di due diverse tipologie di tavelloni con dimensioni diverse.



Figura 83 - Solaio di copertura.



Figura 84 - Solaio di copertura (si notano le differenti tipologie di tavelloni).



Figura 85 - Particolare delle saette che sostengono le travi inclinate.



Figura 86 - Particolare delle travi che si innestano nella muratura.

5.4.5 Piano terzo (Torre Nord - Ovest)

A questo livello si trova la copertura della Torre nord-ovest formata da una capriata che appoggia sulla muratura d'ambito e dalla quale partono le travi che reggono la copertura.



Figura 87 - Vista della copertura della Torre nord-ovest.

5.4.6 Piano quarto (Torre del Mastio)

Questo è un solaio intermedio della torre formato da travi principali di h 40 cm x b 25 cm ed interasse di 2 m, le travi secondarie hanno dimensioni di h 15 cm x b 10 cm ed interasse di 60 cm.



Figura 88 - Solaio del quinto piano.

5.4.7 Piano quinto (Torre del Mastio)

A questo piano si trova la sala Fuini, in questa stanza si trova una copertura con volta a crociera, la volta è però decorata con pitture e che ne nascondono alla vista la struttura ed i materiali.

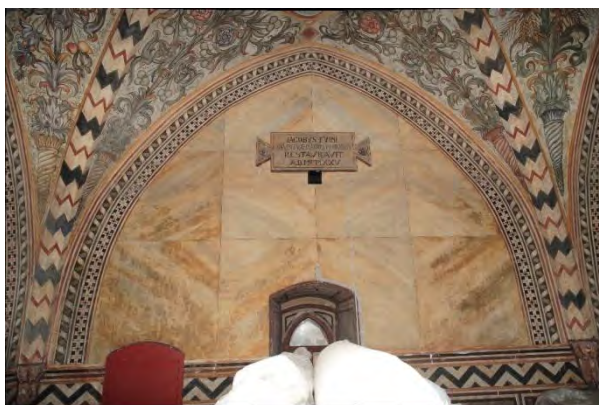


Figura 89 - Sala Fuini.

5.4.8 Piano sesto (Torre del Mastio)

Il solaio presenta una volta a padiglione realizzata attraverso l'utilizzo di mattoni disposti di taglio.



Figura 90 - Particolare della volta a padiglione.



Figura 91 - Solaio dell'ultimo piano della Torre del Mastio.

5.5 Analisi dei carichi

Nell'analisi sono state considerate le azioni derivanti dai pesi propri degli elementi strutturali (strutture murarie, solai e volte, archi, travi di copertura), dai carichi permanenti portati (pavimentazioni, riempimenti e rinfianchi di volte, elementi architettonici di copertura), dai carichi variabili di solaio (affollamento per musei e sale espositive, accessibilità per manutenzione) e dai carichi dovuti alle azioni naturali quali sisma, neve.

5.5.1 Carichi variabili

I valori dei carichi variabili sono stati determinati con riferimento ad una vita nominale della costruzione assunta pari a 50 anni, conformemente a quanto indicato nella Tabella 2.4.I – NTC08.

5.5.2 Carico accidentale

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, pertanto secondo la classificazione presente in tabella 3.1.II - NTC 08 - il valore dei carichi d'esercizio risulta essere:

- Sovraccarico su solai per edifici abiliti a museo, categoria C.3 $\rightarrow q_k = 5,00 \text{ KN/m}^2$
- Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione, categoria H.1 $\rightarrow q_k = 0,50 \text{ KN/m}^2$

5.5.3 Carico della neve

L'edificio è situato in comune di Verona con altitudine di riferimento sul livello del mare $a_s < 200 \text{ m}$ e zona II di carico neve. Il carico provocato dalla neve è valutato secondo l'espressione 3.3.7:

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

dove:

coefficiente di forma della copertura (falda $\alpha 19^\circ$)	$\rightarrow \mu_i = 0,8$
carico di neve al suolo (Verona, zona II, $a_s < 200 \text{ m}$)	$\rightarrow q_{sk} = 1,00 \text{ KN/m}^2$
coefficiente di esposizione = normale	$\rightarrow C_E = 1$
coefficiente termico	$\rightarrow C_t = 1$
carico neve sulla copertura	$\rightarrow q_s = 0,80 \text{ KN/m}^2$

5.5.4 Carichi permanenti

5.5.4.1 Pesì specifici dei materiali

- peso proprio delle murature in mattoni di calce	18,0	KN/m^3
- peso proprio delle murature miste	22,0	KN/m^3
- peso proprio delle travature lignee	7,0	KN/m^3
- peso proprio del riempimento (sabbia)	11,0	KN/m^3
- peso proprio della pavimentazione in legno	5,0	KN/m^3
- peso proprio della pavimentazione in pietra	13,0	KN/m^3

Di seguito sono mostrate le principali tipologie di solaio presenti nella parte di complesso analizzato. Si tratta di solai lignei che si differenziano in relazione alla orditura, sono presenti solai a doppia orditura, (figura 92) e solai ad orditura semplice (figura 93).

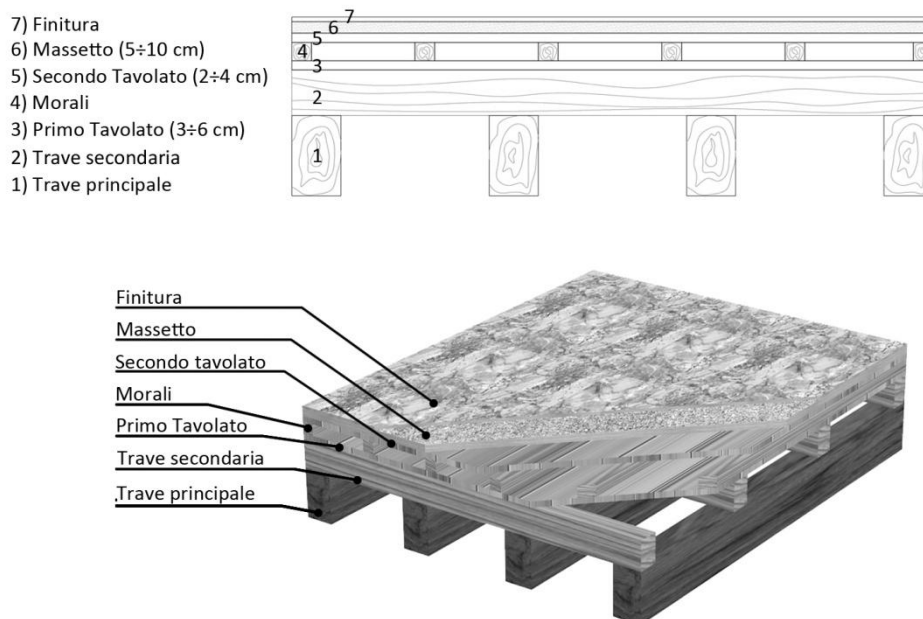


Figura 92 - Solaio a doppia orditura.

Nel solaio ad orditura doppia le travi principali sono disposte con un interasse che può arrivare a superare i due metri, mentre la travatura secondaria ha un interasse ridotto, di solito inferiore al metro, sulla quale poggia il tavolato. Sopra il tavolato è stato supposto essere presente una serie di morali i quali offrono la possibilità di ospitare gli impianti dell'edificio, sopra i morali si trova un secondo tavolato sul quale poggia un massetto di sabbia con spessore compreso tra i 5 e 10 cm e su di esso viene fissato lo strato di finitura, che può essere composto da lastre di pietra o da doghe in legno in relazione alla stanza considerata.

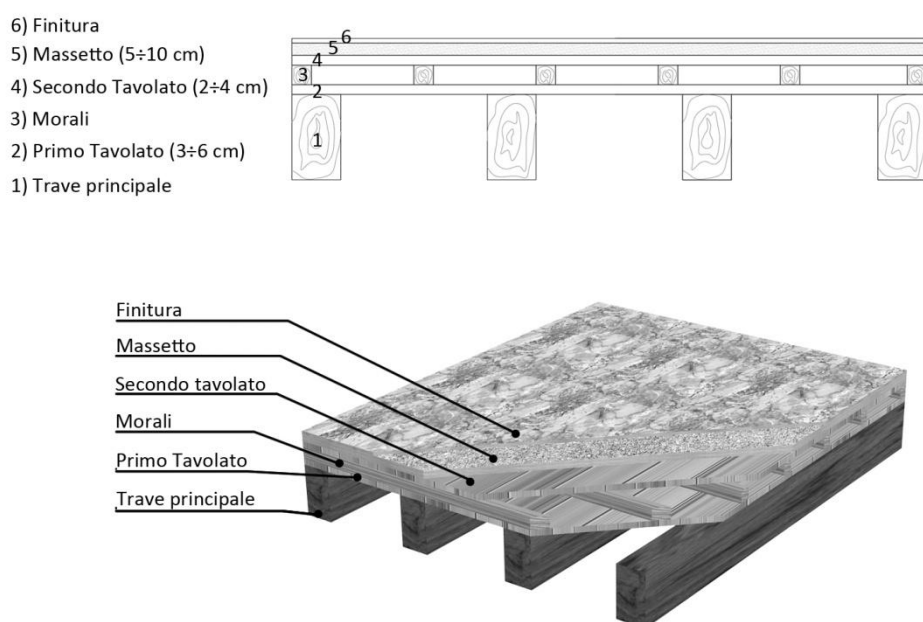


Figura 93 - Solaio a orditura semplice.

Il solaio a orditura semplice si differenzia dal precedente solo per l'assenza della travatura secondaria, per cui l'interasse delle travi principali risulta ridotto, nel caso studio risulta sempre inferiore agli 80 cm. È stato supposto sia presente lo stesso tipo di pacchetto strutturale al di sopra del tavolato.

Va considerata l'assenza di dettagli costruttivi sui solai, per cui gli spessori adottati nei calcoli del peso proprio dei solai, sono stati ipotizzati sulla base delle convenzioni costruttive di solai di edifici storici che presentano le stesse tipologie di orizzontamenti.

5.5.4.2 Combinazione dei carichi

Ai fine delle verifiche sono state adottate le seguenti combinazioni di carico, come da indicazione del §2.5.3.

- combinazione fondamentale impiegata agli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \Psi_{Q2} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_2 + \Psi_{Q3} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_3 + \dots$$

- combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite d'esercizio (SLE) reversibili (2.5.3):

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Psi_{Q2} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_2 + \dots$$

- combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (2.5.5):

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono desunti dalla tabella 2.5.I, mentre i coefficiente parziali per le azioni o l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU si ricavano dalla tabelle 2.6.I. Tali coefficienti valgono:

$\gamma_{G1} = 1,30$ se l'azione è sfavorevole

$\gamma_{G1} = 1,00$ se l'azione è favorevole

$\gamma_{G2} = 1,50$ se l'azione è sfavorevole

$\gamma_{G2} = 0,00$ se l'azione è favorevole

$\gamma_{Q1} = 1,50$ se l'azione è sfavorevole

$\gamma_{Q1} = 0,00$ se l'azione è favorevole

$\Psi_{0j} = 0,7$ per ambienti di categoria C

$\Psi_{1j} = 0,7$ per ambienti di categoria C

$\Psi_{2j} = 0,6$ per ambienti di categoria C

5.5.4.3 Combinazioni adottate per i solai

Di seguito vengono riportati i carichi dei solai presenti in ogni vano dell'edificio e le combinazioni di carico allo SLU e sismica.

Combinazioni di carico per il primo orizzontamento

Codice vano	Tipologia di solaio	Peso proprio degli elementi strutturali [KN/m ²]	Peso proprio dei carichi permanenti portati [KN/m ²]	Peso totale del solaio [KN/m ²]	Combinazione di carico allo SLU [KN/m ²] (2.5.1)	Combinazione di carico sismica [KN/m ²] (2.5.5)
A.1	legno doppia orditura	1,16	0,65	1,81	9,99	4,81
A.2	legno doppia orditura	1,17	0,65	1,82	10,00	4,82
A.3	legno doppia orditura	1,15	0,65	1,80	9,97	4,80
A.4	legno doppia orditura	1,24	0,65	1,89	10,08	4,89
A.5	legno decorato	1,24	0,65	1,89	10,08	4,89
A.6	legno decorato	1,24	0,65	1,89	10,08	4,89
A.7	volta	4,50	1,36	5,86	15,39	8,86
A.8	volta	4,50	1,36	5,86	15,39	8,86
A.9	legno semplice orditura	1,39	0,65	2,04	10,28	5,04
A.10	volta	4,50	2,06	6,56	16,44	9,56

Tabella 2 - Combinazioni di carico per il primo orizzontamento.

Combinazioni di carico del secondo orizzontamento

Codice vano	Tipologia di solaio	Peso proprio degli elementi strutturali [KN/m ²]	Peso proprio dei carichi permanenti portati [KN/m ²]	Peso totale del solaio [KN/m ²]	Combinazione di carico allo SLU [KN/m ²] (2.5.1)	Combinazione di carico sismica [KN/m ²] (2.5.5)
B.1	legno doppia orditura	1,15	0,65	1,80	9,97	4,80
B.2	legno doppia orditura	1,20	0,65	1,85	10,04	4,85
B.3	legno doppia orditura	1,22	0,65	1,87	10,07	4,87
B.4	legno doppia orditura	1,39	0,65	2,04	10,28	5,04
B.5	legno doppia orditura	1,35	0,65	2,00	10,23	5,00
B.6	legno semplice orditura	1,09	0,65	1,74	9,90	4,74
B.7	legno doppia orditura	1,66	0,81	2,47	10,88	5,47

Tabella 3 - Combinazioni di carico per il secondo orizzontamento.

Combinazione di carico del terzo orizzontamento

Codice vano	Tipologia di solaio	Peso proprio degli elementi strutturali [KN/m ²]	Peso proprio dei carichi permanenti portati [KN/m ²]	Peso totale del solaio [KN/m ²]	Combinazione di carico allo SLU [KN/m ²] (2.5.1)	Combinazione di carico sismica [KN/m ²] (2.5.5)
C.1	legno doppia orditura	0,80	0,10	0,90	1,94	0,90
C.2	legno doppia orditura	0,82	0,10	0,92	1,97	0,92
C.3	legno doppia orditura	0,85	0,10	0,95	2,00	0,95
C.4	legno doppia orditura	0,91	0,10	1,01	2,08	1,01
C.5	legno doppia orditura	0,93	0,10	1,03	2,11	1,03
C.6	legno doppia orditura	0,76	0,10	0,86	1,89	0,86

Tabella 4 - Combinazioni di carico per il terzo orizzontamento.

Combinazioni di carico del quarto orizzontamento (copertura Reggia)

Codice vano	Tipologia di solaio	Peso proprio degli elementi strutturali [KN/m ²]	Peso proprio dei carichi permanenti portati [KN/m ²]	Peso totale del solaio [KN/m ²]	Combinazione di carico allo SLU [KN/m ²] (2.5.1)	Combinazione di carico sismica [KN/m ²] (2.5.5)
D.1	legno e tavelloni	0,78	1,44	2,22	4,38	2,22
D.2	legno e tavelloni	0,81	1,44	2,25	4,41	2,25
D.3	legno e tavelloni	0,69	1,44	2,13	4,25	2,13
D.4	legno e tavelloni	0,68	1,44	2,12	4,24	2,12
D.5	legno doppia orditura e tavelloni	0,63	1,44	2,07	4,17	2,07
D.6	legno doppia orditura	0,58	0,00	0,58	1,51	0,58
D.7	legno doppia orditura	1,42	0,00	1,42	2,59	1,42

Tabella 5 - Combinazioni di carico per il quarto orizzontamento (copertura Reggia).

Combinazioni di carico del quinto orizzontamento (Mastio e copertura torre nord ovest)

Codice vano	Tipologia di solaio	Peso proprio degli elementi strutturali [KN/m ²]	Peso proprio dei carichi permanenti portati [KN/m ²]	Peso totale del solaio [KN/m ²]	Combinazione di carico allo SLU [KN/m ²] (2.5.1)	Combinazione di carico sismica [KN/m ²] (2.5.5)
E.1	capriata	0,54	1,08	1,62	3,53	1,62
E.2	legno doppia orditura	1,20	0	1,20	2,31	1,20

Tabella 6 - Combinazioni di carico per il quinto orizzontamento (Mastio e Copertura torre nord - ovest).

Combinazioni di carico del sesto orizzontamento (Mastio)

Codice vano	Tipologia di solaio	Peso proprio degli elementi strutturali [KN/m ²]	Peso proprio dei carichi permanenti portati [KN/m ²]	Peso totale del solaio [KN/m ²]	Combinazione di carico allo SLU [KN/m ²] (2.5.1)	Combinazione di carico sismica [KN/m ²] (2.5.5)
F.1	Volta in muratura	6,28	1,92	8,19	11,79	8,19

Tabella 7 - Combinazioni di carico per il sesto orizzontamento (Mastio).

Combinazioni di carico del settimo orizzontamento (Mastio)

Codice vano	Tipologia di solaio	Peso proprio degli elementi strutturali [KN/m ²]	Peso proprio dei carichi permanenti portati [KN/m ²]	Peso totale del solaio [KN/m ²]	Combinazione di carico allo SLU [KN/m ²] (2.5.1)	Combinazione di carico sismica [KN/m ²] (2.5.5)
G.1	Volta in muratura	4,39	1,34	5,73	8,47	5,73

Tabella 8 - Combinazioni di carico per il settimo orizzontamento (Mastio).

5.6 Rilievo critico del danno**5.6.1 Vulnerabilità**

Per la determinazione del possibile comportamento sismico della porzione del castello oggetto di studio, risulta fondamentale rilevare e studiare eventuali vulnerabilità dell'edificio. Queste sono dovute alla stessa morfologia dell'edificio ed alle tecniche costruttive utilizzate. Andando a definire queste criticità, si potrà in seguito redigere un piano di indagini mirato ad ottenere delle valutazioni sulla struttura corrispondenti alla situazione reale.

5.6.1.1 Piante

Di seguito sono riportate le vulnerabilità riscontrate in pianta ai differenti livelli della porzione di edificio oggetto di studio (da tavola 6.17 - 6.24).

- **Muri in comune tra unità strutturali:** Bisogna valutare se le strutture edificate in epoche successive hanno sfruttato le murature preesistenti o se sono semplicemente affiancate con una struttura indipendente, in tal caso sono da valutare possibili fenomeni di martellamento.
- **Presenza di nicchie:** si tratta di una riduzione della sezione nello spessore murario che impedisce un corretto trasferimento dei carichi gravitazionali. Sono state individuate alcune nicchie principalmente nella torre del Mastio a differenti livelli.

- **Presenza di aperture tamponate:** chiusure di finestre o porte preesistenti con tamponamenti in mattoni. Rappresentano una vulnerabilità in quanto se non adeguatamente ammorsate possono innescare fenomeni di primo modo che possono causare la caduta del tamponamento stesso.

Aperture tamponate sono state rilevate al piano terra della Reggia. Inoltre è stata riscontrata la presenza di muratura di tessitura e composizione differente nell'intorno di alcune aperture che parrebbero suggerire la presenza di forature precedenti più ampie di quelle attuali.

- **Presenza di cavedii impiantistici:** si tratta di forature eseguite sulla muratura che ne comportano una riduzione della sezione resistente per il passaggio di cavi o tubazioni impiantistiche.

Sono stati riscontrati cavedii impiantistici al piano terra nei locali cucina; tra il sottotetto della Reggia e il terzo piano del Mastio.

5.6.1.2 Prospetti

Di seguito sono riportate le vulnerabilità riscontrate nei prospetti della porzione di edificio oggetto di studio (da tavola 6.25 - 6.32).

- **Allineamento verticale delle aperture:** la presenza di aperture posizionate ordinatamente consente ai maschi murari, presenti tra una apertura e l'altra, di trasferire correttamente i carichi verticali fino alle fondazioni.

I prospetti analizzati non presentano aperture allineate nella maggior parte dei casi. Questo disallineamento risulta essere in alcuni casi di entità trascurabile, mentre in altri va ad interrompere in buona parte o totalmente la continuità dei maschi murari. Vi sono inoltre casi dove le aperture risultano vicino agli spigoli, potendo attivare così meccanismi di ribaltamento dell'angolata in caso di sisma.

- **Presenza di maschi murari:** porzioni di muratura verticale continua lungo tutta l'altezza del paramento, posizionata tra due aperture. È importante una loro integrità e regolarità geometrica in quanto il loro compito è quello di trasferire i carichi verticali (pesi propri e portati, azione gravitazionali, ecc.) fino alle fondazioni e di assorbire le sollecitazioni orizzontali prodotte dall'azione sismica.

L'irregolarità delle aperture restituisce dei maschi murari differenti tra loro, compresi alcuni di dimensioni modeste e non sufficienti per il compito assegnatoli.

- **Fasce di piano:** porzione di muratura orizzontale collocata tra due fasce orizzontali di aperture, ortogonale ai maschi murari. Se adeguatamente progettata è l'elemento che dovrebbe lesionarsi (lesione a forma di croce se si tratta di un evento sismico lesione diagonale se si tratta di cedimento della fondazione) al posto dei maschi murari. Una sua rottura, infatti, è preferibile in quanto meno pericolosa e più facilmente riparabile con costi ridotti.

Nelle tavole allegate sono state evidenziate le fasce di piano evidenziando dove siano o meno allineate orizzontalmente, mettendo così in evidenza anche il fatto che esse possano essere tozze o snelle.

- **Sopraelevazione:** Con le successive sopraelevazioni bisogna andare ad indagare il grado di continuità che si è realizzato nel proseguire con la costruzione perché si possono creare dei punti di discontinuità tra le pareti che potrebbero portare alla creazione di meccanismi di primo modo come ribaltamenti semplici o composti. Dai dati storici risultano ricostruite a più riprese le merlature che quindi dovranno essere oggetto di indagine per valutare il loro effettivo ammorsamento con la parete sottostante.
- **Elementi svettanti:** Parti strutturali che hanno periodi di vibrazione diversi dal resto della struttura. Si creano delle concentrazioni di tensioni che possono portare al crollo dell'elemento svettante. Anche in questo caso vanno prese in considerazione le merlature oltre che le due torri, rispettivamente quella del Mastio e quella nord-ovest.
- **Martellamento tra edifici adiacenti:** tale fenomeno si manifesta quando la distanza di separazione tra due edifici adiacenti non è tale da assicurare che il moto di vibrazione, causato da un sisma, delle due strutture avvenga senza che esse si ostacolino.
Tale vulnerabilità si manifesta tra la torre nord-ovest e la Reggia; tra il Mastio, la Casa d'Armi e il collegamento con la Reggia; tra le mura comunali e la Reggia.
- **Discontinuità altimetrica:** Differente altezza di porzioni strutturali a contatto. I corpi di fabbrica hanno dei periodi di vibrazione diversi e si possono innescare fenomeni di martellamento. In questo caso vanno prese in considerazione le due torri, rispettivamente quella del Mastio e quella nord-ovest.
- **Setti sporgenti:** Sono presenti in corrispondenza della loggia lungo il prospetto nord, presente tra il Mastio e la Reggia. Le pareti poste su piani diversi creeranno una concentrazione delle tensioni nel punto di collegamento tra i setti ortogonali. Inoltre il non allineamento provoca delle eccentricità in caso forze orizzontali.

5.6.2 Stato di degrado

La porzione di edificio oggetto di studio presenta molteplici tipologie di degrado. Dal piano terra al terzo, queste risultano meno visibili (tramite tamponamenti delle lesioni e/o presenza di pareti intonacate) grazie alla manutenzione costante dovuta alla presenza del Circolo Ufficiali dell'Esercito e del Museo Civico, che ricordiamo anche essere stato oggetto dell'ultimo intervento di ristrutturazione in termini di tempo. Nel sottotetto e nei piani superiori all'interno delle due torri, rispettivamente del Mastio e nord-ovest, il degrado risulta essere presente in quantità nettamente superiore e appariscente. Durante i sopralluoghi in sito, le forme di degrado sono state catalogate procedendo piano per piano e seguendo le classificazioni riportate all'interno della "UNI 11182- Materiali lapidei naturali ed artificiali: descrizione della forma di alterazione" che sostituisce la "*Normal 1/88- Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico*" (ICR- Istituto Centrale per il Restauro).

Con l'acquisizione del quadro fessurativo, si sono infine identificate le lesioni significative, in corrispondenza delle quali sono stati installati trasduttori di spostamento volti a registrare gli spostamenti (apertura e chiusura della lesione) con il variare del tempo.

5.6.2.1 Interni

Al piano terra, sono stati riscontrati nelle murature numerosi fenomeni di risalita di umidità e conseguente degrado manifestato attraverso presenza di rigonfiamenti, distacchi più o meno estesi di intonaco dal supporto murario, muffe ed efflorescenze. Tali fenomeni sono concentrati quasi totalmente nella porzione ad ovest, in corrispondenza della "zona cucina", nei vani A.9 e A.8. Seppure non facilmente visibili, causa intonaco di spessore elevato, sono presenti macchie dovute alla presenza di umidità anche in corrispondenza della parete nord della torre del Mastio, vano A.10. Inoltre sono presenti: lesioni passanti e non, in corrispondenza delle aperture, nei vani A.3, A.8 e A.9; lesioni passanti a tutt'altezza, rispetto al collegamento con il muro centrale di spina, nei vani A.1, A.2, A.3 e A.4. Queste ultime, presenti anche ai piani superiori fino al livello di imposta della copertura, sono considerate continue lungo tutto lo sviluppo verticale dell'edificio e per questa ragione monitorate attraverso n.1 trasduttore di spostamento.



Figura 94 - Lesione passante nel vano A.4.



Figura 95 - Distacco di intonaco ed efflorescenza nel vano A.8.



Figura 96 - Distacco di intonaco ed efflorescenza nel vano A.8.



Figura 97 - distacco di intonaco ed efflorescenza nel vano A.9.



Figura 98 - Rigonfiamento nel vano A.1.



Figura 99 - Concentrazione di umidità nel vano A.1.

Al piano primo, adibito a museo, sono da segnalare: la presenza di lesioni passanti in corrispondenza delle pareti perimetrali della torre nord-ovest, vano B.6, e alle estremità delle murature interne di divisione dei vani B.1, B.2, B.3 e B.4; lacune di decorazioni pittoriche sulle murature dei vani B.1 e B.5; variazione cromatica di intonaco dovuto ad una concentrazione di umidità nel vano B.7; intervento di consolidazione tramite legatura di una trave di solaio lesionata nel vano B.7.

Complessivamente il grado di manutenzione risulta ottimo, se non per i locali fenomeni elencati precedentemente.

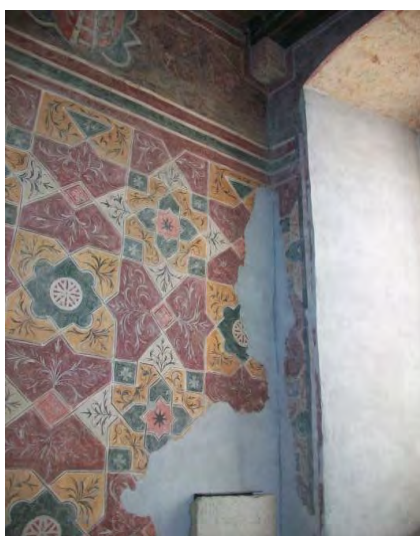


Figura 100 - Lacuna nel vano B.1.

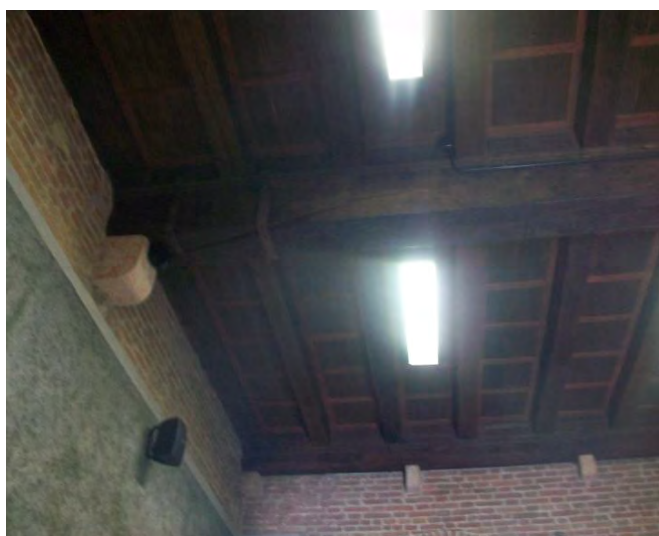


Figura 101 - Lesione solaio con legatura trave interessata nel vano B.7.



Figura 102 - Lacuna nel vano B.5.



Figura 103 - Variazione cromatica nel vano B.7.

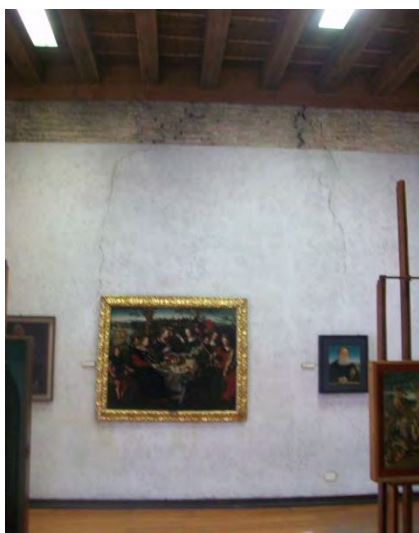


Figura 104 - Lesione nel vano B.6.



Figura 105 - Mancanza nel vano B.6



Figura 106 - Lesione nel vano B.3.

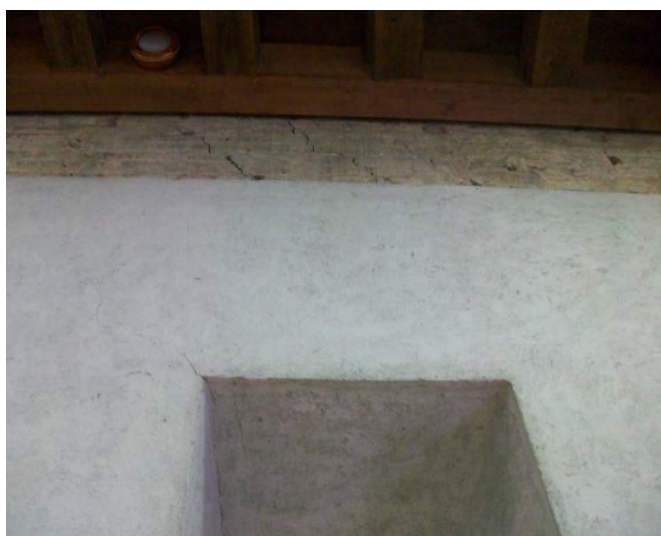


Figura 107 - Lesione nel vano B.6.

Al piano secondo, ancora avente destinazione museale, le segnalazioni riguardanti le lesioni murarie che interessano la torre nord-ovest ed il Palazzo sono analoghe a quelle riportate per il piano primo; con in aggiunta presenza di fessure sulle pareti perimetrali, concentrate perlopiù in corrispondenza delle aperture, nei vani C.1, C.3, C.4 e una lesione orizzontale sovrastante l'architrave del passaggio che collega il vano C.1 con C.2. Vi sono lacune nella decorazione dei paramenti murari, anche di grande estensione nei vani C.1, C.2 e C.5; mentre si riscontrano fenomeni di colatura sulla parete ovest del vano C.1 ed in corrispondenza delle due porte affaccianti sul corridoio in c.a. realizzato nell'intervento di Carlo Scarpa per collegare il Mastio al Palazzo. E' presente inoltre una vistosa alterazione cromatica sulla spalla della finestra di destra del vano C.4. Infine concentrazione di umidità ha causato macchie e principi di muffa lungo tutta la parte alta della parete est del vano C.4.



Figura 108 - Lesione nel vano C.3.



Figura 109 - Efflorescenza e principio di muffa nel vano C.4.



Figura 110 - Macchia nel vano C.4.



Figura 111 - Lacuna nel vano C.5.



Figura 112 - Lesione nel vano C.4.



Figura 113 - Lesione nel vano C.3.

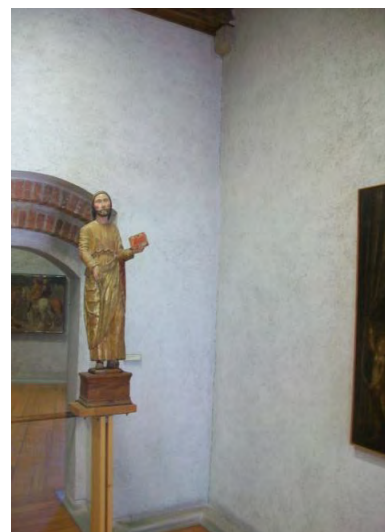


Figura 114 - Lesione nel vano C.2.

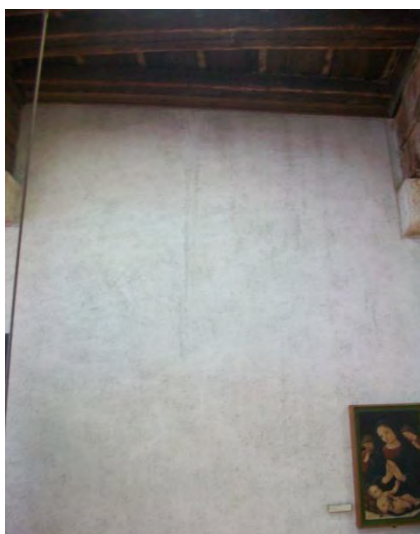


Figura 115 - Colatura nel vano C.1.

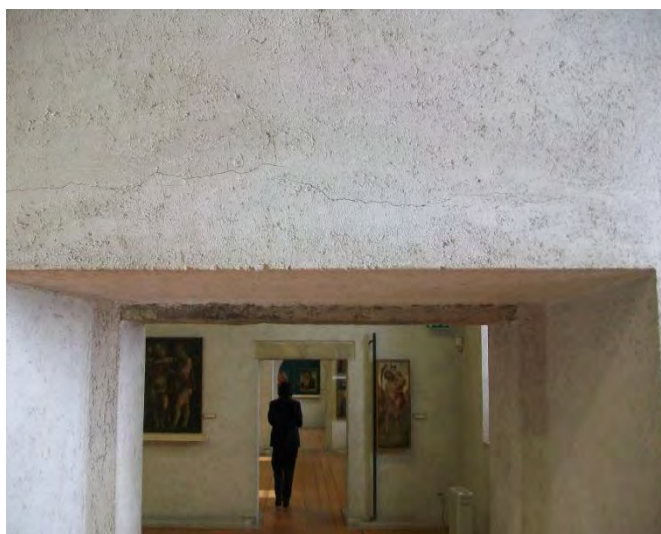


Figura 116 - Lesione nel vano C.1.

Per quanto riguarda la porzione di edificio del Mastio invece, essa merita di essere trattata separatamente considerando le difformità presenti rispetto al livello inferiore. Infatti a questo piano sono evidenti delle lesioni passanti, e allineate tra loro, in corrispondenza dell'apertura che conduce al corridoio in c.a. già citato e della parete est opposta ad essa. Sono infine presenti sulla parete ovest ulteriori lesioni, che da un rilievo preliminare, non sembrerebbero passanti. Bisogna tenere in considerazione che la formazione delle fessure presenti a questo piano, ma non a quello sottostante, potrebbe essere causata proprio dal fatto che a questo livello il volume del Mastio sventa rispetto agli altri due corpi di fabbrica più bassi. Fino a questa quota infatti i due fabbricati adiacenti svolgono una funzione di controventamento della struttura muraria mancante ai piani superiori.

La lesione presente sulla parete est è attualmente monitorata tramite n.1 trasduttore di spostamento per acquisire dati riguardo ad un possibile cinematismo collegato alla presenza di corpi aventi altezze, datazione e metodologie costruttive significativamente differenti.

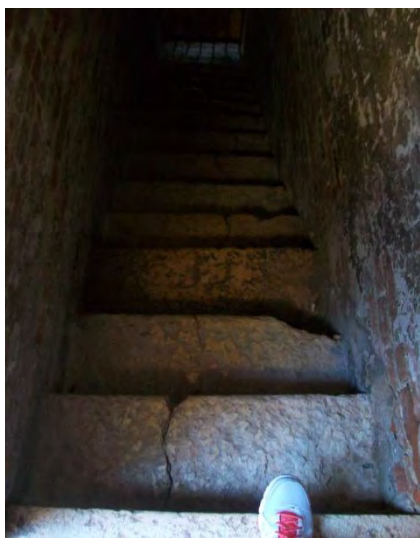


Figura 117 - Lesione nel vano scala adiacente C.7.



Figura 118 - Lesione nel vano C.7.



Figura 119 - Lesione nel vano C.7

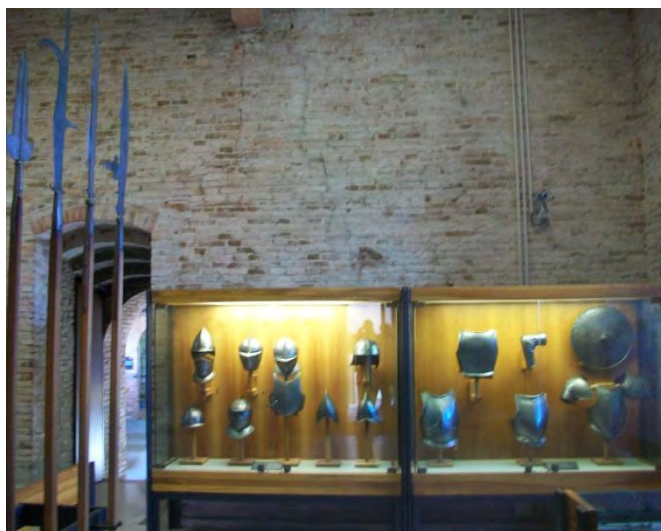


Figura 120 - Lesione nel vano C.7.

Al piano terzo si denota una divisione della porzione oggetto di studio in due distinti volumi.

Il primo comprendente il terzo piano della torre nord-ovest comunicante con il sottotetto del Palazzo. Questo, non accessibile al pubblico e normalmente non utilizzato, se non per interventi impiantistici, risulta essere un ambiente pressoché privo di manutenzione e quindi con segni di degrado evidenti. A questo livello sono state installate le apparecchiature di monitoraggio (n.2 trasduttori di spostamento e n.1 rilevatore temperatura-umidità) così da non avere un impatto sulle sale sottostanti, che presentano decorazioni di pregio e funzioni pubbliche e di rappresentanza. Le fessure passanti sono state rilevate: in corrispondenza della finestra ad ovest nella torre, sotto la quale è presente il distacco dell'intonaco dal supporto; lungo l'angolata nord-ovest della torre; in corrispondenza della giunzione delle murature nord-sud con il muro di spina centrale avente sviluppo est-ovest. Oltre alle lesioni, già riscontrate ai piani inferiori, sono da segnalare anche una estesa concentrazione di umidità con conseguente distacco di intonaco e presenza di muffa lungo la parete est della torre. Infine è stato recentemente effettuato un intervento di miglioramento sulle travi principali di mezzeria e relativi appoggi, che sostengono la copertura e più precisamente la falda a sud.



Figura 121 - Colatura nel vano D.6.



Figura 122 - Distacco di intonaco nel vano D.6



Figura 123 - Lesione nel vano D.6.



Figura 124 - Concentrazione di umidità nel vano D.6.



Figura 125 - Lesione nel vano D.1.



Figura 126 - Lesione nel vano D.3.



Figura 127 - Rinforzo trave nel vano D.2.

Il secondo si identifica nel terzo piano della torre del Mastio. A questo livello, ad oggi escluso all'accesso del pubblico come pure tutti i successivi, è stata posta la centrale di acquisizione dati e n.1 potenziometro in corrispondenza dell'unica lesione significativa presente sulla parete ovest. Alterazioni cromatiche dell'intonaco e delle travi lignee sono diffuse lungo le superfici della stanza. Patine dovute al trascorrere del tempo e graffiti vandalici sono da qui in poi presenti lungo la quasi totalità del vano scala che connette i piani superiori della torre.



Figura 128 - Lesione nel vano E.2.



Figura 129 - Graffiti vandalici vano scala adiacente E.2.

Al piano quarto, in riferimento all'ultimo piano della torre nord-ovest che risulta coperto, ma parzialmente aperto si evince un globale stato di degrado identificato da patine, distacco di intonaco dal supporto, mancanze in corrispondenza delle merlature ghibelline e un progressivo degrado della struttura lignea maggiormente accentuato rispetto ai precedenti spazi che risultavano chiusi.

Nella torre del Mastio è presente una mancanza, probabilmente riconducibile a uno scasso, sulla parete sud; l'intonaco si presenta ormai inconsistente ed è distaccato in numerosi punti sulle pareti; alterazioni cromatiche di quest'ultimo e macchie molto estese sono individuabili lungo il primo metro di altezza delle pareti est e ovest. Nella sala sono presenti due lesioni passanti, la prima nella parete est, in corrispondenza della finestra, la seconda sulla parete attraversante la nicchia posta a nord, quest'ultima lesione è monitorata da n.1 trasduttore di spostamento.



Figura 130 - Lesione nel vano F.1.



Figura 131 - Distacco di intonaco e macchie nel vano F.1.



Figura 132 - Lesione nel vano F.1.



Figura 133 - Macchia nel vano F.1.



Figura 134 - Mancanza nel vano F.1.

Al piano quinto della torre del Mastio si riscontra una sala completamente decorata e in buono stato di conservazione; si tratta della sala Fuini. Al suo interno sono presenti due grandi lesioni passanti situate in corrispondenza delle due aperture sulla parete nord. La fessura di sinistra è monitorata da n.1 trasduttore di spostamento. Vi sono dei distacchi di intonaco presso una nicchia marginale ed un'alterazione cromatica della decorazione in vicinanza al costolone di sud-ovest oltre che una lesione presente in corrispondenza di quest'ultimo.



Figura 135 - Lesione nel vano G.1.



Figura 136 - Distacco nel vano G.1.



Figura 137 - Alterazione cromatica nel vano G.1.



Figura 138 - Lesione monitorata tramite trasduttore di spostamento nel vano B.5.

Il piano sesto ed ultimo del Mastio, è probabilmente il locale nelle condizioni di mantenimento peggiori. Lungo tutte le pareti si può notare il distacco dell'intonaco che sulla volta cessa di comparire completamente, rivelando la struttura in laterizio e su di essa una fessura che percorre tutta la vela a sud della volta a crociera.

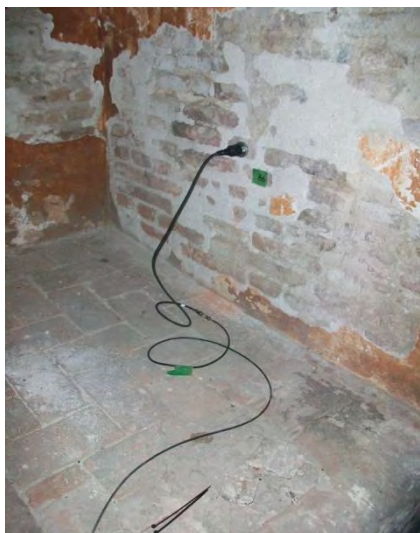


Figura 139 - Distacco nel vano H.1.



Figura 140 - Lesione nel vano H.1.

5.6.2.2 Esterni

Seguendo le classificazioni riportate all'interno della "UNI 11182- Materiali lapidei naturali ed artificiali: descrizione della forma di alterazione" che sostituisce la "*Normal 1/88-Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico*" (ICR- Istituto Centrale per il Restauro), sono state catalogate le forme di degrado presenti sui prospetti attraverso un preliminare rilievo visivo. Tale rilievo, laddove ritenuto necessario, dovrà essere completato e supportato da successive indagini e prove di tipo chimico e fisico così da ottenere una valutazione coerente riguardo le reali condizioni della costruzione in oggetto. Di seguito sono riportate le principali forme di degrado riscontrate, con degli esempi fotografici specifici. Il rilievo globale è rimandato infine alle tavole allegate (da tavola 6.09 - 6.16).

- **Alterazione cromatica:** variazione naturale, a carico dei componenti del materiale, dei parametri che definiscono il colore.

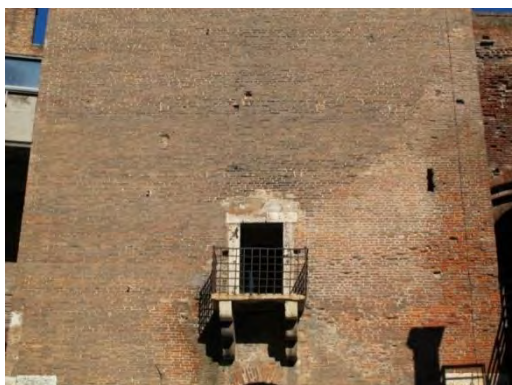


Figura 141 - Alterazione cromatica sul prospetto sud del Mastio.

- **Colatura:** Traccia ad andamento verticale. Frequentemente se ne riscontrano numerose ad andamento parallelo.



Figura 142 - Colatura sul prospetto ovest del Mastio.

- **Crosta:** Modificazione dello strato superficiale del materiale lapideo. Di spessore variabile, generalmente dura, la crosta è distinguibile dalle parti sottostanti per le caratteristiche morfologiche e spesso per il colore. Può distaccarsi anche spontaneamente dal substrato che, in genere, si presenta disgregato e/o polverulento.



Figura 143 - crosta sul prospetto ovest del Mastio.

- **Deposito superficiale:** Accumulo di materiali estranei di varia natura, quali polvere, terriccio, guano, ecc. Ha spessore variabile, generalmente scarsa coerenza e scarsa aderenza al materiale sottostante.



Figura 144 - deposito superficiale sul passaggio Mastio-Casa d'Armi.

- **Efflorescenza:** Formazione superficiale di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso generalmente di colore biancastro.



Figura 145 - Efflorescenza sul prospetto ovest del Mastio.

- **Erosione:** Asportazione di materiale dalla superficie che nella maggior parte dei casi si presenta compatta.



Figura 146 - erosione sul prospetto est del Mastio.

- **Fratturazione o fessurazione:** Soluzione di continuità nel materiale che implica lo spostamento reciproco delle parti.



Figura 147 - Fessurazione sul prospetto est del Mastio.

- **Macchia:** Variazione cromatica localizzata della superficie, correlata sia alla presenza di determinati componenti naturali del materiale (concentrazione di pirite nei marmi) sia alla presenza di materiali estranei (acqua, prodotti di ossidazione di materiali metallici, sostanze organiche, vernici, microrganismi per esempio).



Figura 148 - Macchia sul prospetto sud del Mastio.

- **Mancanza:** Perdita di elementi tridimensionali (braccio di una statua, ansa di un'anfora, brano di una decorazione a rilievo, ecc.).



Figura 149 - Mancanza sul prospetto nord della Torre nord-ovest.

- **Patina:** Modificazione naturale della superficie non collegabile a fenomeni di degrado e percepibile come una variazione del colore originario del materiale.



Figura 150 - Patina sul prospetto est della Reggia.

- **Patina biologica:** Strato sottile ed omogeneo, costituito prevalentemente da microrganismi, variabile per consistenza, colore e adesione al substrato.



Figura 151 - Patina biologica sul prospetto est del Mastio.

- **Presenza di vegetazione:** Presenza di individui erbacei, arbustivi o arborei.



Figura 152 - Presenza di vegetazione sul prospetto est della Reggia.

5.7 Conclusioni

L'analisi dello stato di fatto costituisce un passo importante sulla conoscenza della costruzione storica in muratura, fondamentale sia ai fini di una valutazione della sicurezza attendibile sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento. In questo capitolo è stata affrontata questa fase ottemperando ai principi delle *"Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"*.

Si è dapprima proceduti con un inquadramento geografico e sismico dell'area della città di Verona dove si trova Castelvechio il quale ha permesso la definizione dei parametri sismici di riferimento per da adottare per le successive verifiche di sicurezza.

Nel passo successivo è stato presentato un rilievo geometrico esaustivo della struttura, seguito da un dettagliato rilievo fotografico e quadro delle destinazioni d'uso adottate nelle diverse sale del castello.

Per meglio comprendere il comportamento strutturale si è proceduti con la relazione di un rilievo strutturale piano per piano. In questa fase sono state redatte due schede sulla muratura per le due diverse tipologie presenti, anche se sono state adottate alcune ipotesi per via della mancanza di prove eseguite sulle murature stesse e quindi per la mancanza di informazioni sufficienti. Anche per quel che riguarda gli orizzontamenti non si dispone di prove eseguite sulla struttura inoltre mancano dettagli costruttivi che possano far capire l'effettiva composizione dei pacchetti dei solai per poter determinare in maniera precisa i carichi portati dai solai stessi.

Il passo successivo ha riguardato l'individuazione dello stato di degrado presente negli ambienti e nei materiali, il quale si presenta in maniera poco accentuata negli ambienti interni. Infine sono state individuate le vulnerabilità presenti nel complesso, focalizzando l'attenzione sul quadro fessurativo, il quale è stato utilizzato per individuare i cinematismi di collasso, inoltre le principali fessure sono state monitorate attraverso una rete di sei potenziometri posti all'interno del complesso.

6 Indagini sperimentali:

identificazione dinamica

6.1 Introduzione

In data 30 settembre 2014 è stata svolta da parte del dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (DICEA) una campagna di indagini sperimentali volte ad identificare il comportamento dinamico della Torre del Mastio attraverso l'installazione di 16 accelerometri posti a differenti livelli (figura 8).

In questo capitolo sono raccolti i parametri modali estratti dall'identificazione dinamica, eseguita con la tecnica *output-only*. Per l'elaborazione dei dati è stato usato il software *ArteMis Extractor 4.0* il quale permette di stimare i parametri modali attraverso i metodi EFDD e FDD. I risultati consistono nella definizione delle prime cinque forme modali della Torre del Mastio e delle relative frequenze proprie di vibrazione e coefficienti di smorzamento. In seguito tali dati saranno usati per la fase di calibrazione del modello numerico agli elementi finiti, descritta nel capitolo successivo.

6.2 Equipaggiamento per le prove dinamiche

Le prove dinamiche consistono nella misurazione dell'accelerazione in alcuni punti selezionati della struttura, impiegando degli accelerometri estremamente sensibili connessi ad un'unità di acquisizione dati (figura 1 e 2). Il sistema di acquisizione impiegato per le misure eseguite sul Mastio di Castelvecchio si basa su una piattaforma composta da un computer portatile, da un'unità digitale di acquisizione dati, e da una serie di accelerometri di tipo piezoelettrico. Come anticipato precedentemente il sistema di acquisizione si compone di 16 accelerometri collegati tramite cavo ad un computer e da una unità digitale di acquisizione dati.

La gestione delle acquisizioni e la loro registrazione viene eseguita da un apposito software sviluppato in ambiente LabVIEW. Il programma esegue automaticamente la conversione del segnale elettrico in formato digitale, e memorizza i segnali registrati nel disco rigido del computer.

Lo stesso software consente inoltre:

- La visualizzazione del segnale registrato;
- La configurazione dei diversi canali secondo specifici parametri, eventualmente diversi per ciascun sensore (sensibilità, ecc.);

- Il processamento del segnale (FFT, correlazione, ecc.);
- La memorizzazione o il caricamento dei dati acquisiti.



Figura 1 - Figura 2 - Dettaglio sul sistema di identificazione dati per l'identificazione dinamica.



Figura 3 - Dettaglio di uno degli accelerometri installati per l'identificazione dinamica.



Figura 4 - Dettaglio di uno degli accelerometri installati per l'identificazione dinamica.



Figura 5 - Dettaglio di uno degli accelerometri installati per l'identificazione dinamica.

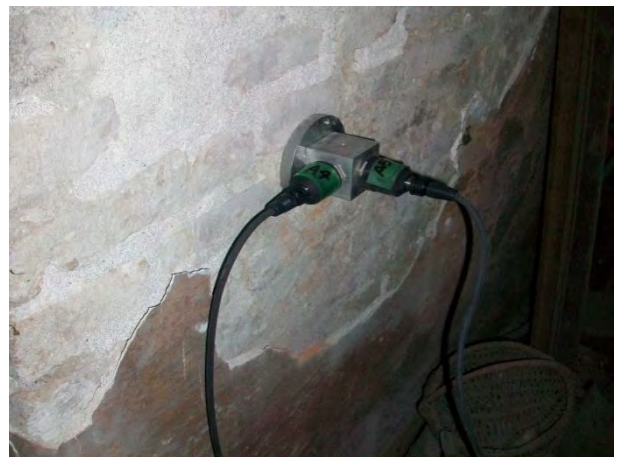


Figura 6 - Dettaglio di uno degli accelerometri installati per l'identificazione dinamica.



Figura 7 - Dettaglio di uno degli accelerometri installati per l'identificazione dinamica.

Le prove di identificazione dinamica possono essere applicate in laboratorio, su campioni di muratura in pietra (rinforzata o non rinforzata) testati con prove di compressione monoassiale o di taglio-compressione, al fine di valutarne il danneggiamento. L'obiettivo principale dell'applicazione di queste tecniche in laboratorio è di capire la correlazione tra l'avanzamento del danno e la variazione delle caratteristiche dinamiche, in particolare delle frequenze e degli smorzamenti. Nel caso studio in esame, invece, le prove dinamiche sono state eseguite in sito, e più precisamente su due minareti in pietra. In questo caso, dunque, lo scopo delle prove è diverso; più precisamente, le finalità sono molteplici:

- Registrazione di una serie di accelerogrammi ed estrazione dei parametri dinamici delle due strutture (frequenze naturali, smorzamenti e forme modali) mediante uno specifico programma per il processamento del segnale;
- Determinazione dei parametri modali sia della struttura nella sua interezza, sia dei singoli elementi strutturali;
- Realizzazione e calibrazione di modelli numerici sulla base dei suddetti parametri.

Da qui è poi possibile eseguire tutta una serie di analisi, parametriche e strutturali, per valutare rispettivamente l'influenza che i diversi elementi che compongono le strutture hanno sul comportamento dinamico globale, e per definire gli eventuali punti critici in caso di sollecitazioni particolari, come quelle indotte da un evento sismico. Infine, le prove di identificazione dinamica possono essere impiegate per misurare l'influenza di possibili soluzioni di rinforzo sui parametri

dinamici delle costruzioni. Il sistema può fornire una valutazione dell'impatto dell'intervento di consolidamento sulla rigidità globale della struttura. L'effetto di operazioni come l'applicazione di materiale fibro-rinforzato, l'iniezione, il pretensionamento, o l'applicazione di dispositivi smorzanti, può essere interpretato attraverso l'influenza che esso ha sulle variabili dinamiche misurate con le prove.

6.3 Posizionamento degli accelerometri

Al fine ottenere una specifica caratterizzazione dei parametri dinamici della struttura, è stata eseguita una specifica identificazione dinamica con sedici accelerometri posti ai vari piani e sono stati raccolti i dati in una centralina di acquisizione temporanea. Questo ha permesso di identificare frequenze e forme modali di riferimento. In seguito dodici accelerometri sono stati tolti e si sono lasciati solo quelli in sommità della torre, di conseguenza l'identificazione potrà avvenire anche con un numero decisamente ridotto di sensori. Al fine di ottimizzare la raccolta dati, gli accelerometri installati per l'identificazione dinamica sono stati posti in corrispondenza di uno stesso asse verticale.

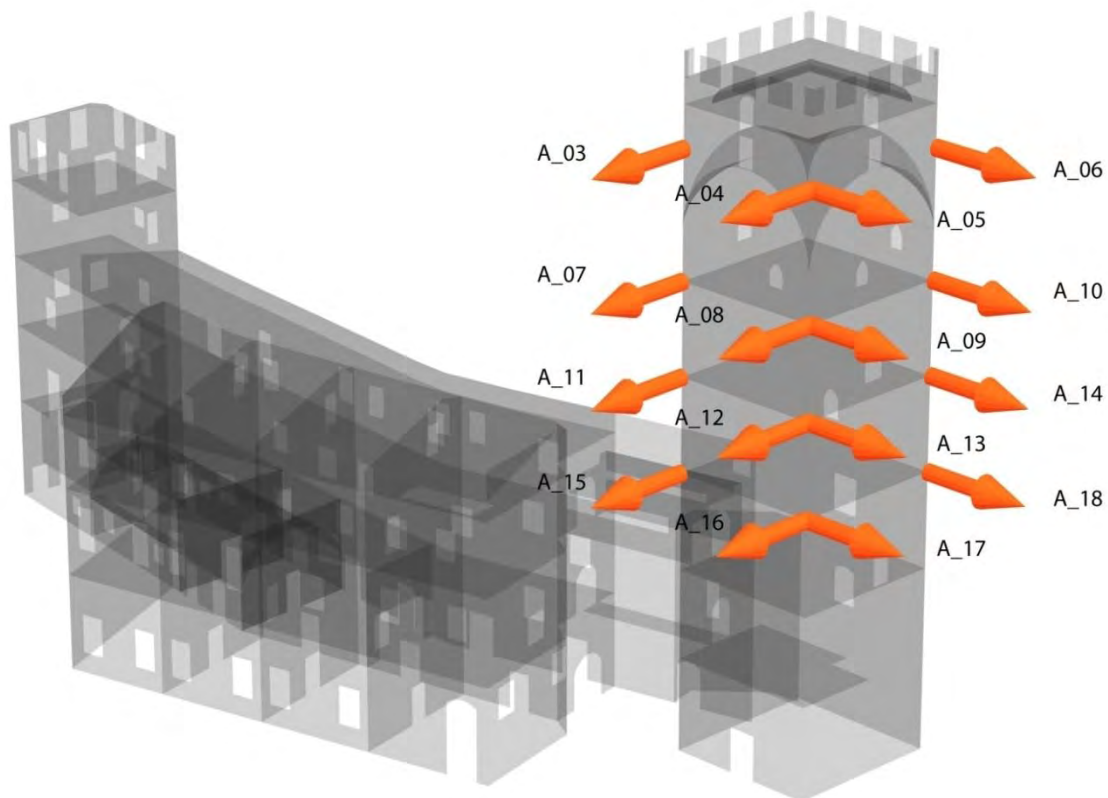


Figura 8 - Schema rappresentativo del posizionamento degli accelerometri utilizzati durante l'identificazione dinamica.

6.4 Analisi modale

Per quanto riguarda l'identificazione dei parametri modali è stata utilizzata la tecnica denominata *output-only*, già descritta nel paragrafo 3.8 che sfrutta le vibrazioni esterne di tipo ambientale, quali ad esempio vento e traffico, alle quali la struttura è costantemente sottoposta. Tali vibrazioni assieme alla risposta strutturale, registrate tramite il sistema di acquisizione elencato precedentemente, sono state successivamente processate attraverso il software *ARTEMIS Extractor 4.0* per la fase denominata *signal processing*.

Il software utilizza gli algoritmi *Frequency Domain Decomposition* (FDD) e *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD) per l'estrazione dei parametri modali. Questi algoritmi, già descritti nel paragrafo 3.8.1 derivano da uno sviluppo dell'algoritmo di *Peak Picking* (paragrafo 3.7.2) ovviando al problema di riconoscimento delle forme modali aventi frequenze ravvicinate tra loro. La principale differenza tra l'FDD e l' EFDD consiste nel fatto che quest'ultimo offre una migliore precisione nella stima dei parametri grazie alla procedura denominata *Singular Value Decomposition* (SVD) ed inoltre è in grado di fornire il coefficiente di smorzamento per ogni modo di vibrare.

Di seguito vengono illustrati il funzionamento del programma adottato per l'elaborazione dei dati ed i risultati ottenuti.

Il software *ARTEMIS Extractor 4.0* richiede, come dato iniziale, l'inserimento di un file di testo contenente i dati principali che definiscono la struttura oggetto di studio. Nella procedura di configurazione, questi dati, inseriti a seguito di parole chiave (*keywords*) che vengono riconosciute dal programma, indicano in successione:

1. L'intestazione del file: contenente appunto i dati identificativi del lavoro in oggetto, eventuali note, i nominativo/i del tecnico/i che hanno eseguito l'istallazione ed il monitoraggio e i primi due dati necessari per l'elaborazione dei segnali acquisiti e cioè la frequenza di campionamento adottata (SF) e il periodo di campionamento ($T = 1/SF$).

Nel nostro caso abbiamo utilizzato valori di SF= 100 Hz e di conseguenza $T=0.01s$.

2. Le caratteristiche geometriche della struttura in esame: partendo dalla definizione di nodi con le relative coordinate spaziali x, y, z che identificano i vertici dei vari piani, seguiti dalla definizione di linee colleganti i nodi e che quindi consentono di fornire l'ordine di successione e collegamenti ed infine devono essere inserite le superfici racchiuse dalle linee (figura 9).

Fatto ciò la geometria è completamente definita e lo schema della nostra torre viene configurato.



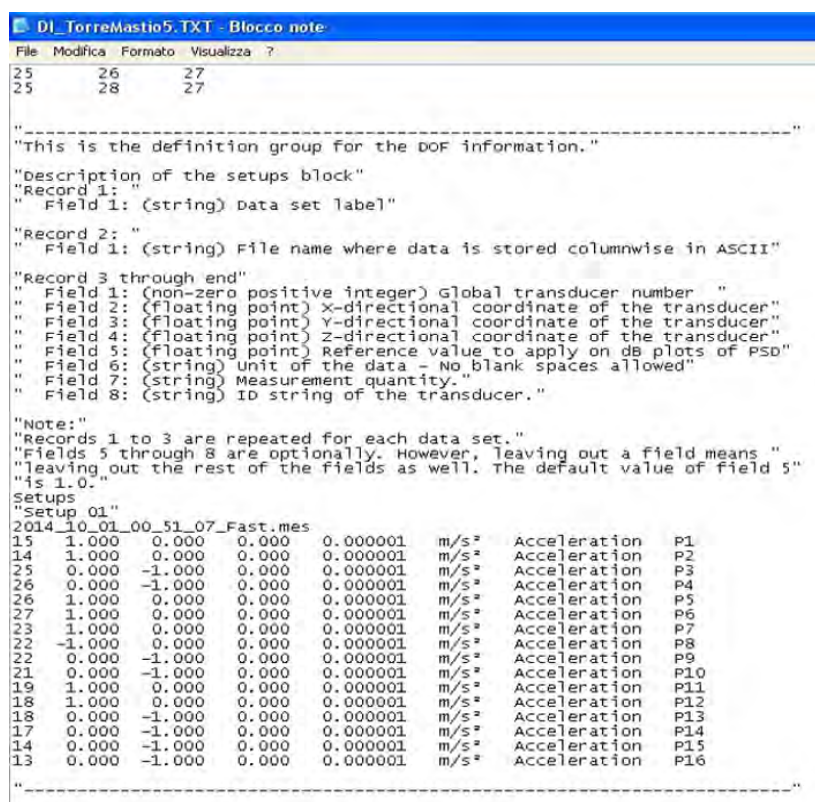
```

DI_TorreMastio5.TXT - Blocco note
File Modifica Formato Visualizza ?
Header
"CASTELVECCHIO TORRE DEL MASTIO"
"Equipment:Lorenzoni Filippo-Fattori Furio-Furlan Michele"
"SF: 100 Hz"
-----
T
00.01.00
-----
"This is the node definition group."
"Node Number, X-coordinate, Y-coordinate, Z-coordinate."
Nodes
1 0 0 0
2 9.27 0.03 0
3 9.31 9.65 0
4 0.01 9.73 0
5 0 0 5.6
6 9.27 0.03 5.6
7 9.31 9.65 5.6
8 0.01 9.73 5.6
9 0 0 10.9
10 9.27 0.03 10.9
11 9.31 9.65 10.9
12 0.01 9.73 10.9
13 0 0 16.6
14 9.27 0.03 16.6
15 9.31 9.65 16.6
16 0.01 9.73 16.6
17 0 0 22.2
18 9.27 0.03 22.2
19 9.31 9.65 22.2
20 0.01 9.73 22.2
21 0 0 27.7
22 9.27 0.03 27.7
23 9.31 9.65 27.7
24 0.01 9.73 27.7
25 0 0 35.2
26 9.27 0.03 35.2
27 9.31 9.65 35.2
28 0.01 9.73 35.2
-----
"This is the line definition group."
"From Node Number, To Node Number."
Lines
1 5
2 6

```

Figura 9 - File di configurazione con inserimento intestazione e dati geometrici.

3. Posizionamento degli accelerometri: è necessario dapprima inserire un nominativo relativo al *setup* che si va ad inserire ed il nome del file nel quale sono contenuti i dati registrati dagli accelerometri. Infine, vengono indicati, per ogni accelerometro, il nodo sul quale sono stati installati, le direzioni nelle quali hanno acquisito i dati e la tipologia di dato (ad esempio accelerazione, spostamento, ecc.) (figura 10). In questo modo il programma consente di mantenere una sola configurazione globale anche se si vanno ad analizzare dati provenienti da campionamenti distinti in ordine di tempo. E' quindi necessario variare unicamente il *setup*, se questo in effetti è variato, ed il nome del file contenente i dati che si vogliono far analizzare dal programma.



```

DI_TorreMastio5.TXT - Blocco note
File Modifica Formato Visualizza ?
25      26      27
25      28      27

-----
"This is the definition group for the DOF information."
"Description of the setups block"
"Record 1: "
"  Field 1: (string) Data set label"
"Record 2: "
"  Field 1: (string) File name where data is stored columnwise in ASCII"
"Record 3 through end"
"  Field 1: (non-zero positive integer) Global transducer number "
"  Field 2: (floating point) X-directional coordinate of the transducer"
"  Field 3: (floating point) Y-directional coordinate of the transducer"
"  Field 4: (floating point) Z-directional coordinate of the transducer"
"  Field 5: (floating point) Reference value to apply on dB plots of PSD"
"  Field 6: (string) Unit of the data - No blank spaces allowed"
"  Field 7: (string) Measurement quantity."
"  Field 8: (string) ID string of the transducer."
"Note:"
"Records 1 to 3 are repeated for each data set."
"Fields 5 through 8 are optionally. However, leaving out a field means "
"leaving out the rest of the fields as well. The default value of field 5"
"is 1.0."
Setups
"Setup 01"
2014_10_01_00_51_07_Fast.mes
15  1.000  0.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P1
14  1.000  0.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P2
25  0.000 -1.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P3
26  0.000 -1.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P4
26  1.000  0.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P5
27  1.000  0.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P6
23  1.000  0.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P7
22 -1.000  0.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P8
22  0.000 -1.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P9
21  0.000 -1.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P10
19  1.000  0.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P11
18  1.000  0.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P12
18  0.000 -1.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P13
17  0.000 -1.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P14
14  0.000 -1.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P15
13  0.000 -1.000  0.000  0.000001  m/s^2  Acceleration  P16
-----

```

Figura 10 - File di configurazione con inserimento *setup* accelerometri.

Nel caso studio in oggetto sono stati analizzati 18 file di campionamento eseguiti ad intervalli di 20 minuti l'uno dall'altro che hanno coperto la fascia oraria compresa dalle ore 23.45 fino alle ore 5.45. La scelta è ricaduta su questa fascia oraria, anche se si erano ottenuti campionamenti lungo il corso di tutte le 24 ore, per ottenere la minor interferenza possibile dovuta a fattori esterni, quali ad esempio calpestio oppure urti accidentali, che potessero falsare i dati acquisiti portando a valutazioni errate. Sono state effettuate successivamente delle comparazioni di verifica con campionamenti scelti casualmente relativi agli orari diurni.

A questo punto il file di configurazione è completo e può essere elaborato ed aperto dal programma (figura 11), avendo l'unica accortezza di aver inserito il file contenente i dati acquisiti dagli accelerometri nella medesima cartella di destinazione di quello di configurazione.

Ora è possibile passare alla fase di processazione del segnale.

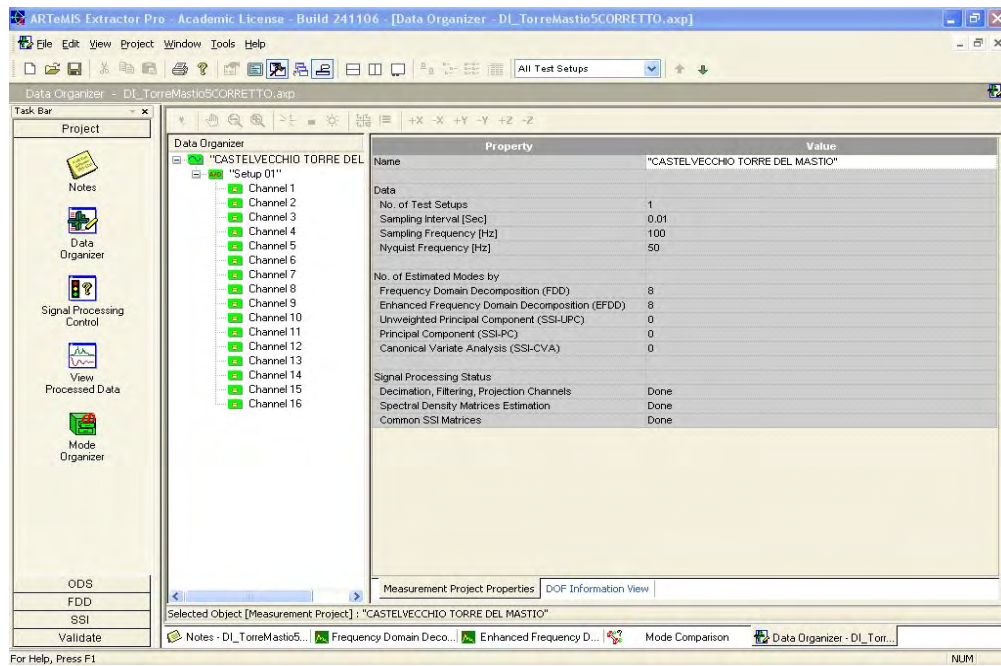


Figura 11 - Schermata iniziale software ARTEMIS Extractor 4.0.

Per fare ciò, il programma offre opzioni per una lettura migliore del segnale come l'inserimento di filtri e modalità per ovviare ai problemi di *aliasing* e *leakage* illustrati nei paragrafi 3.5.1 e 3.5.2.

I dati inseriti nel caso in oggetto sono i seguenti:

- Ordine di decimazione: 1;
- Intervallo e frequenza di campionamento: 0,01 s- 100 Hz;
- Ampiezza della finestrazione (*windowing*): 2048 linee;
- Sovrapposizione delle finestre (*overlap averaging*): 66,7%.

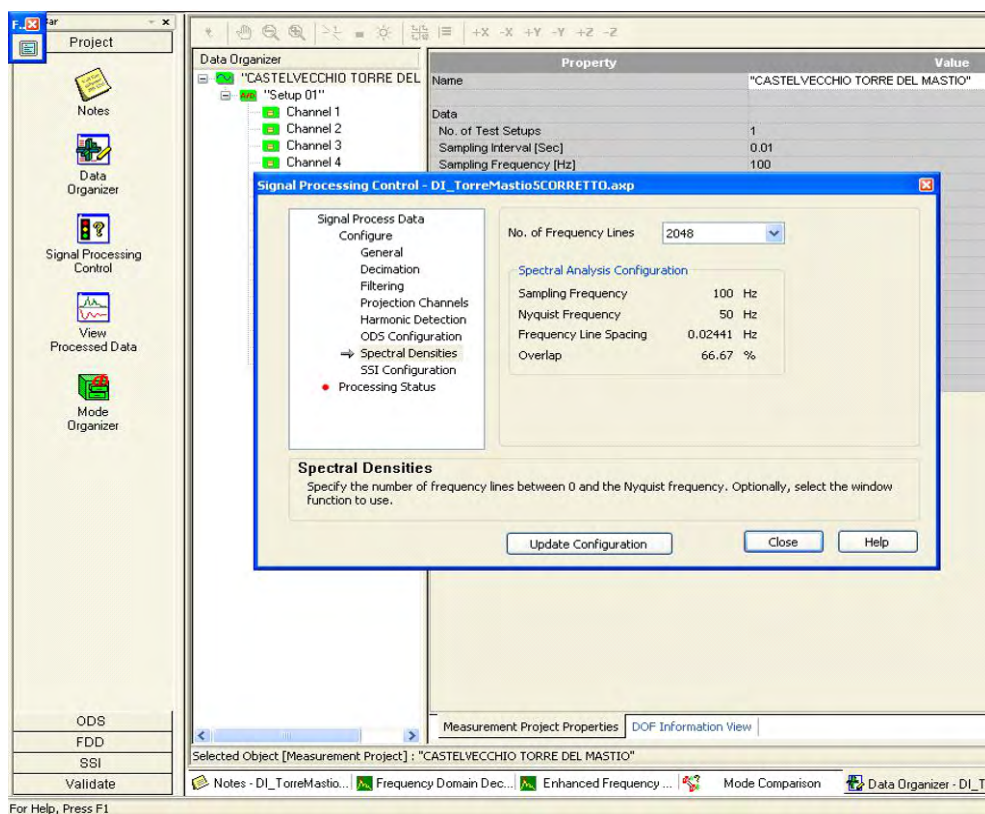


Figura 12 - Processazione del segnale e impostazione filtri.

Una volta inseriti i dati e processato il segnale è possibile visualizzare il grafico sul quale vengono individuati i picchi relativi alle forme modali, oltre ai relativi parametri dinamici: frequenza e rapporto di smorzamento (solo con EFDD) (figura 12).

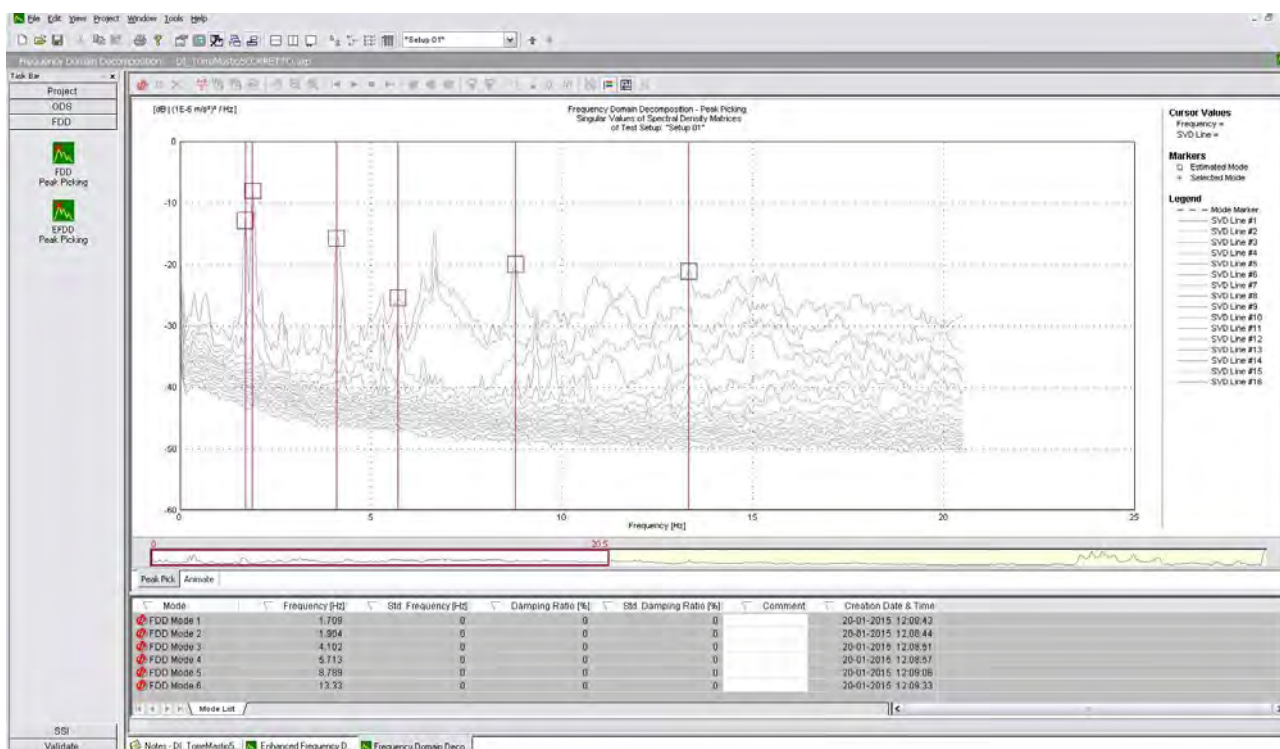


Figura 13 - Rappresentazione e individuazione dei picchi relativi alle prime forme modali e alle frequenze corrispondenti.

Infine, è possibile verificare la corrispondenza tra le forme modali selezionate con i due differenti algoritmi tramite il coefficiente MAC (*Modal Assurance Criterion*). Quando la correlazione è buona, il coefficiente assume un valore vicino ad 1, viceversa tende ad un valore nullo (figura 14).

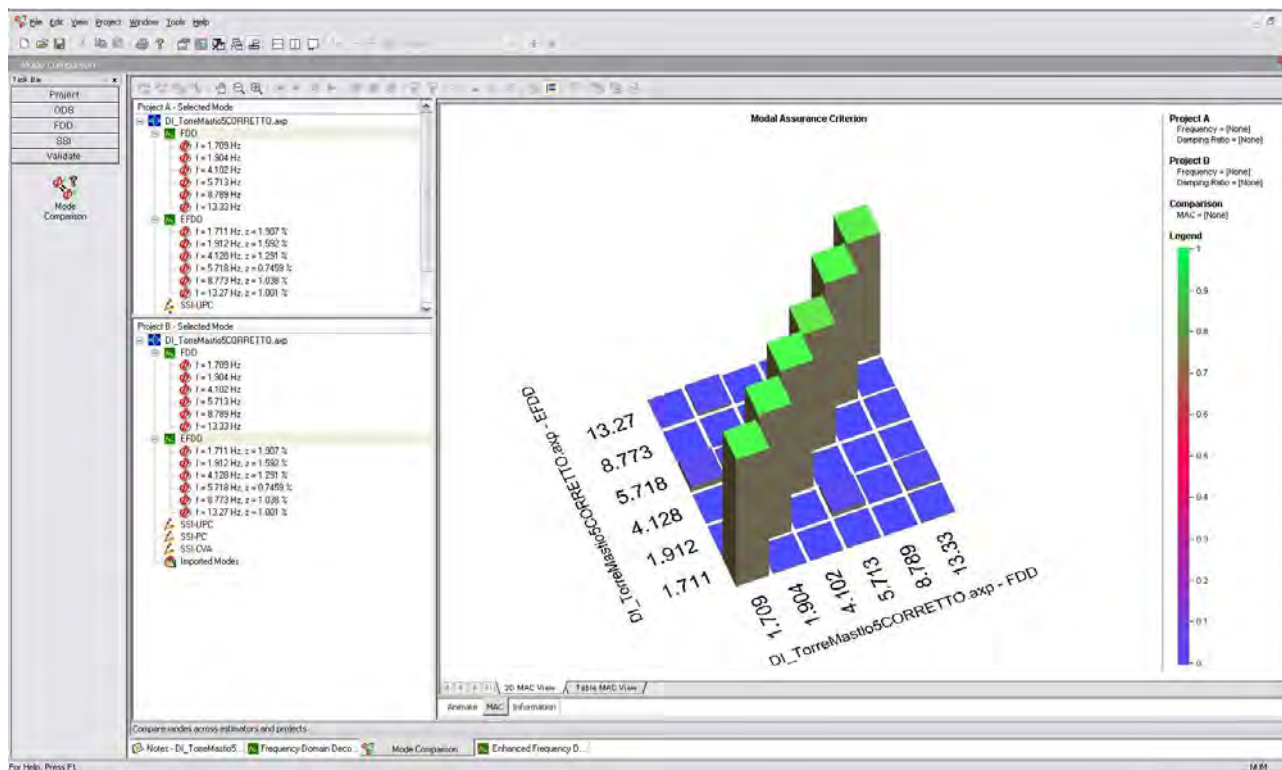


Figura 14 - Corrispondenza tra le forme modali trovate con algoritmi FDD ed EFDD tramite coefficiente MAC.

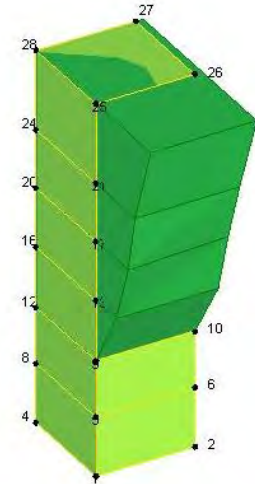
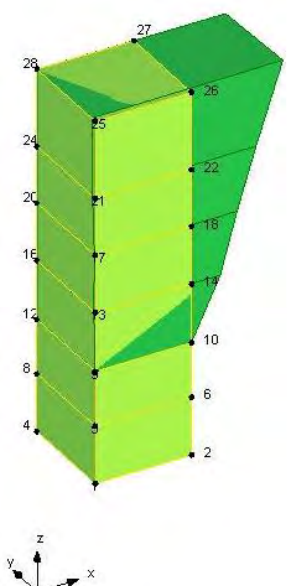
6.4.1 Risultati delle prove dinamiche

La tabella 1 mostra le forme modali individuate per la Torre del Mastio di Castelvecchio, derivanti dall'identificazione dinamica eseguita con il software *ARTEMIS Extractor 4.0*, implementando sia l'algoritmo EFDD, sia l'algoritmo FDD. Oltre alle frequenze e (per la sola tecnica EFDD) ai rispettivi rapporti di smorzamento, sono stati calcolati i coefficienti MAC.

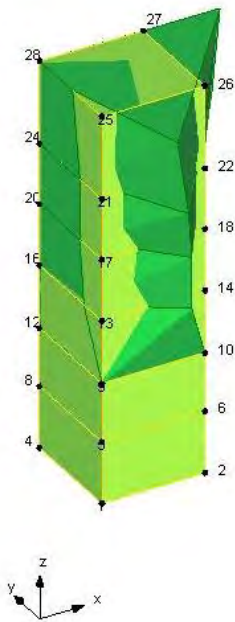
Modo N°	FDD	EFDD		MAC	Tipo
	Frequenza(Hz)	Frequenza(Hz)	Smorzamento(%)		
1	1,709	1,711	1,907	0,9981	1°Modo Flessionale N-S
2	1,904	1,912	1,592	1	1°Modo Flessionale E-O
3	4,102	4,128	1,291	0,9988	1°Modo Torsionale
4	5,713	5,718	0,746	0,9351	2°Modo Flessionale N-S
5	8,789	8,773	1,038	0,9919	2°Modo Flessionale E-O

Tabella 1 - Forme modali per la Torre del Mastio di Castelvecchio, estratte con il software ARTEMIS Extractor 4.0.

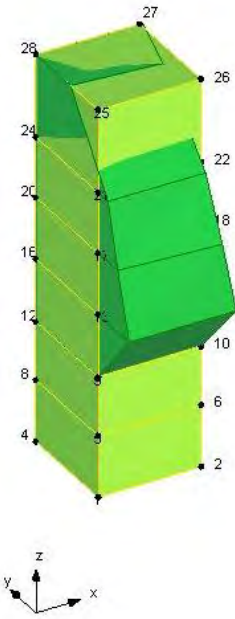
L'analisi ha definito sei forme modali nel *range* di frequenze considerato di interesse per strutture di questo tipo, e cioè tra 0 Hz e 20 Hz. I primi due modi, di tipo flessionale, sono caratterizzati da due componenti accoppiate ciascuno, la prima in direzione Y e l'altra in X. Successivamente al primo modo torsionale si notano altre due componenti indipendenti, sempre prima in direzione X e poi Y. Infine è definito il secondo modo torsionale. Le configurazioni sono illustrate nella tabella 2.

Tipo	Illustrazione
<p>1°Modo Flessionale N-S [1,709 Hz]</p>	
<p>1°Modo Flessionale E-O [1,904 Hz]</p>	

1°Modo Torsionale
[4,102 Hz]



2°Modo Flessionale N-S
[5,713 Hz]



2°Modo Flessionale E-O
[8,789 Hz]

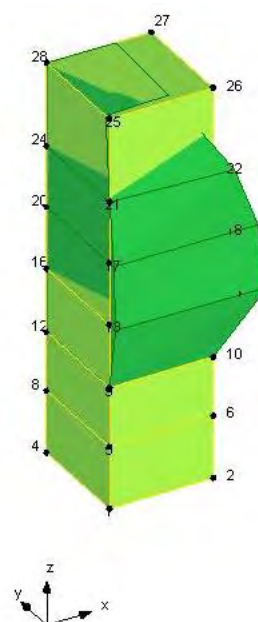


Tabella 2 - Illustrazione delle prime sei forme modali, estratte con il software *ARTeMIS Extractor 4.0*.

7 Il sistema di monitoraggio di Castelvecchio

7.1 Obiettivi del sistema di monitoraggio

Il sistema di acquisizione implementato per il controllo di parametri strutturali di Castelvecchio a Verona è finalizzato all'acquisizione delle caratteristiche vibrazionali della struttura (come forme modali, coefficienti di smorzamento e frequenze proprie delle forme modali), registrate mediante trasduttori di accelerazione ed alla valutazione delle variazioni dell'apertura di alcune lesioni, ottenute mediante trasduttori di spostamento. Tali letture sono relazionate ai parametri ambientali (temperatura ed umidità relativa).

La valutazione delle grandezze misurate, in particolare di eventuali loro variazioni nel tempo, consente di avere utili indicazioni nella definizione del comportamento della struttura e nella possibile determinazione della presenza od insorgenza di fenomeni di danno.

Si sottolinea, inoltre, come si è voluto porre particolare attenzione nel garantire la minima interferenza con la struttura e la sua fruizione (ad esempio con la minimizzazione dell'impatto dei sensori sul monumento, trattandosi di un edificio storico).

7.2 Monitoraggio statico

Al fine di monitorare il quadro fessurativo sono stati installati sei trasduttori di spostamento a controllo delle lesioni più significative della porzione di edificio studiata. Le lesioni da monitorare sono state scelte sulla base di un'analisi visiva combinando poi i risultati con un'analisi numerica. Poiché nell'edificio si sviluppa una parte del museo di Castelvecchio, il posizionamento dei sensori è stato scelto in punti non accessibili al pubblico sfruttando, ad esempio, il sottotetto e alcune sale della Torre del Mastio non accessibili al pubblico (figura 1).

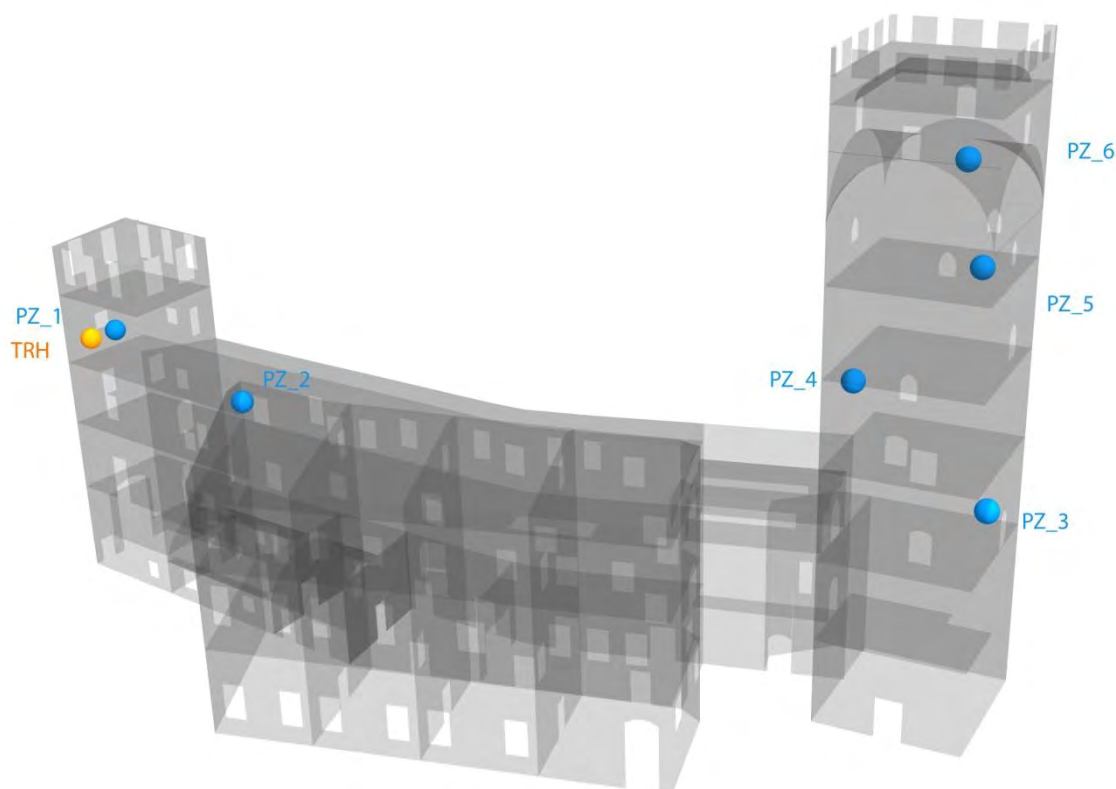


Figura 1 - Visuale tridimensionale della posizione dei potenziometri della Reggia e della torre nord-ovest.

Sono state create due reti di controllo delle lesioni, la prima a controllo della Reggia (composta da due potenziometri) mentre la seconda monitora il quadro fessurativo del Mastio (formata da quattro potenziometri). I due potenziometri della Reggia, sono stati collegati ad un nodo wireless che tramite un ponte radio manda il segnale al master posizionato nel terzo livello della Torre del Mastio. Gli altri quattro potenziometri, che controllano la torre, sono stati, invece, collegati al master tramite sistema cablato.

Nel sottotetto della Reggia è stata installata anche una stazione per il controllo della temperatura e umidità, in particolare è stata posta nel terzo livello della torre Nord - Ovest in corrispondenza della finestra rivolta ad ovest presente nella sala, in questo modo viene evitato il contatto diretto con le acque meteoriche. Questa stazione TRH è stata collegata allo stesso nodo wireless col quale dialogano i due potenziometri della Reggia.

Nello schema seguente viene riassunto il funzionamento del sistema di monitoraggio statico (figura 2).

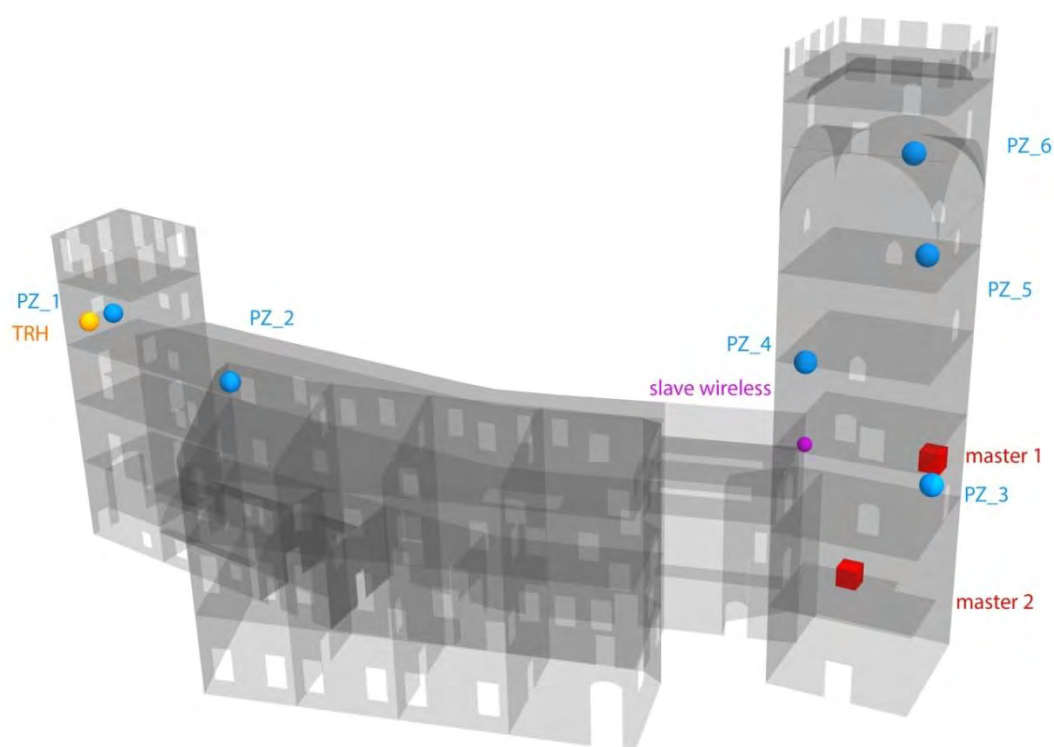


Figura 2 - Schema in pianta e sezione del posizionamento dei potenziometri e della temperatura e umidità.

7.2.1 Installazione del sistema di monitoraggio statico

Nei giorni 29, 30 settembre e il primo ottobre 2014 si è provveduto all'installazione dei sei trasduttori di spostamento e della stazione di rilevamento di temperatura e umidità. Poiché l'accesso al sottotetto può avvenire solo da una botola presente nel secondo piano del museo, i sensori che sono stati posizionati in tale ambiente, sono stati installati nella mattina di lunedì 29 settembre, giorno di chiusura al pubblico del museo. Mentre gli altri sensori e il master di acquisizione dati sono stati installati nel Mastio in sale chiuse al pubblico per cui si è potuto lavorare anche durante le ore di apertura del Museo.

Di seguito sono elencate le fasi eseguite per l'installazione dei potenziometri:

1. Individuata la lesione si deve scegliere la posizione migliore in cui installare il potenziometro, in ogni caso esso deve essere posto ortogonalmente alla lesione, a questo punto si segna dove dovranno essere eseguiti i fori sulla muratura, che dovranno distare circa 14 cm dalla lesione;
2. Con un trapano si eseguono i fori sulla muratura;
3. Con una pompetta ad aria si pulisce il foro dalla polvere che si deposita internamente;
4. Tramite una pistola per silicone si inserisce una malta cementizia bicomponente nel foro, facendo attenzione a non sporcare la muratura e nel caso a pulire prime che la malta si rapprenda;

5. Si inseriscono nei fori due tondini filettati in acciaio della lunghezza di 10 cm e diametro 6 mm. Una volta rappresa la malta, si fissa un dado in acciaio all'estremità di ognuno dei due tondini;
6. Si posiziona il trasduttore sulle due barre di acciaio e lo si fissa inserendo un ulteriore dado in acciaio su ciascuna barra;
7. Stesura dei cavi del potenziometro fino al raggiungimento del nodo wireless o del master: nel sottotetto sono state sfruttate le canalette impiantistiche già presenti, mentre nel Mastio i cavi sono stati agganciati a quelli dell'illuminazione passanti nelle scale tramite delle fascette;

Di seguito di riporta una descrizione dei singoli sensori:

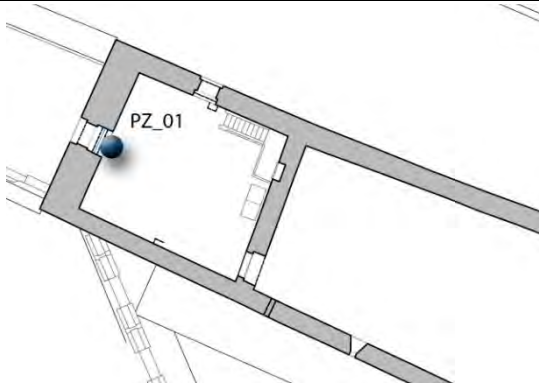

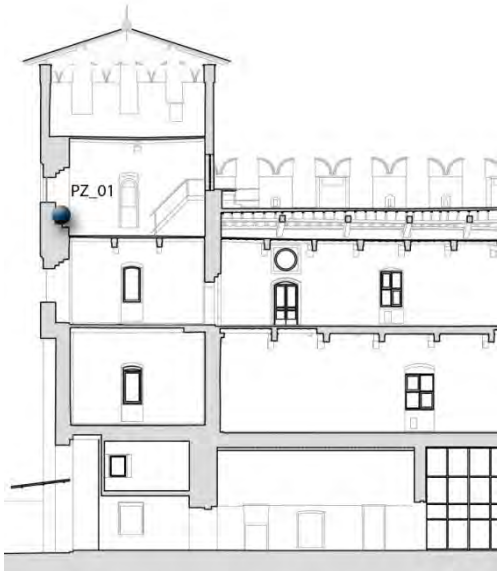
PZ_01	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore PZ_01 è stato posto a controllo di una delle lesioni presenti nelle torre nord-ovest, si trova internamente la torre, nel terzo livello, ed è stato posto al di sotto della finestra.</p> <p>Il sensore è stato collegato con cavo al nodo wireless che si trova a circa 65 m di distanza.</p>	
Foto del sensore	Posizionamento in alzato
	

Tabella 1 - Posizionamento del potenziometro PZ_01.

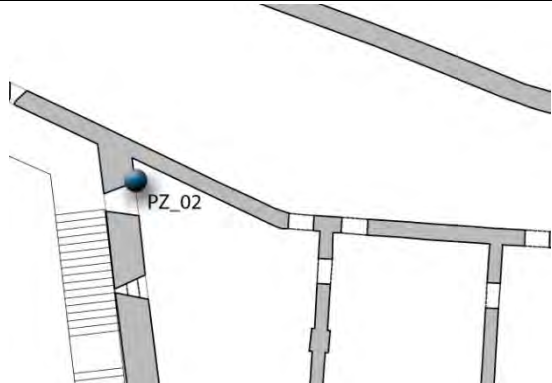

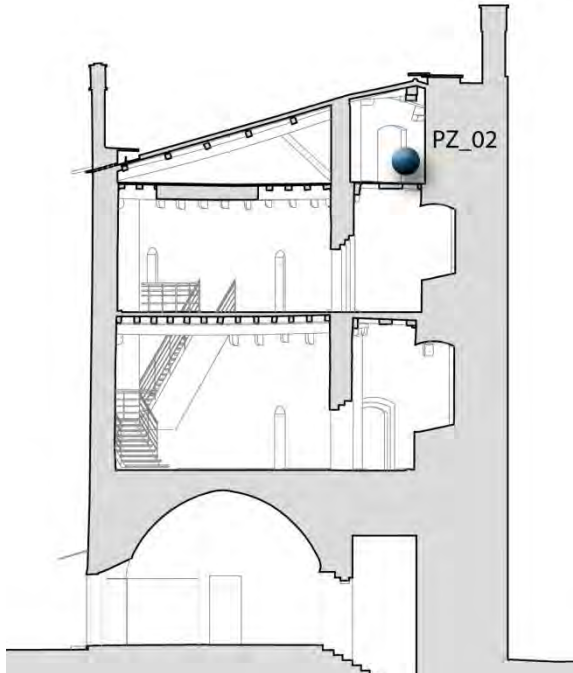
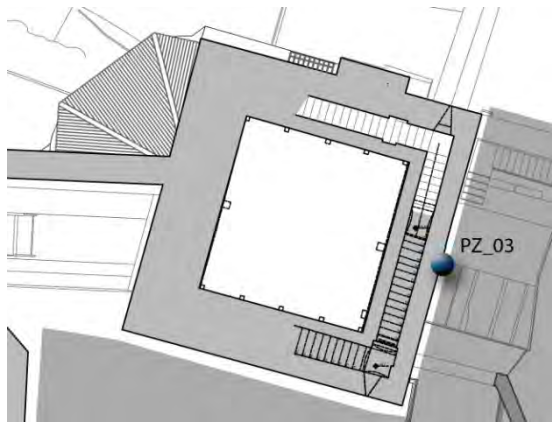
PZ_02	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore PZ_02 si trova nel sottotetto della Reggia a monitoraggio di una lesione presente nei muri d'angolo della struttura, affinché si possa controllare il grado di connessione tra le murature.</p> <p>Il sensore è stato collegato con cavo al nodo wireless che si trova a circa 50 m di distanza.</p>	
Foto del sensore	Posizionamento in alzato
	

Tabella 2 - Posizionamento del potenziometro PZ_02.

PZ_03	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore PZ_03 si trova esternamente la torre del Mastio sulla parete est in corrispondenza del secondo livello, monitora una lesione passante che si trova anche all'interno della torre, ma essendo una sala adibita a museo si è preferito installare il potenziometro all'esterno dove è poco visibile. Sfruttando un foro presente nei pressi del potenziometro e in diretto contatto con la sala dove si trova il master, si è ridotto al minimo la lunghezza del cavo, fattore che diminuisce ulteriormente la visione del sensore.</p> <p>Il sensore è stato collegato al master con un</p>	


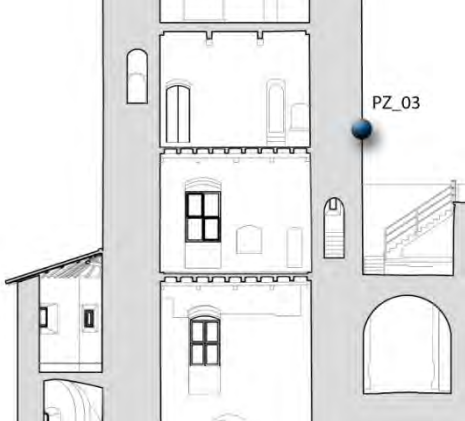
cavo lungo 13 m.	
<i>Foto del sensore</i>	<i>Posizionamento in alzato</i>
	

Tabella 3 - Posizionamento del potenziometro PZ_03.

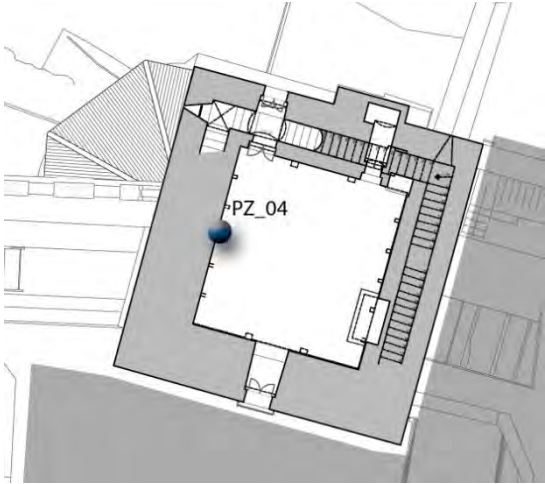

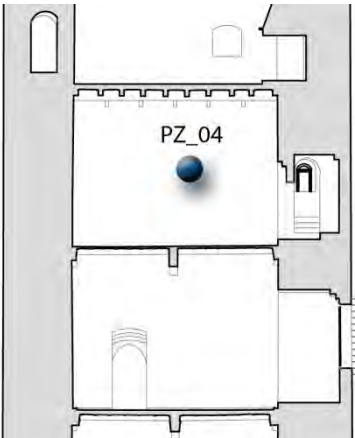
PZ_04	
<i>Descrizione</i>	<i>Posizionamento in pianta</i>
<p>Il sensore PZ_04 si trova nel terzo livello della torre del Mastio, nella stessa stanza dove è posto il master, monitora una lesione presente sulla parete ovest.</p> <p>Il sensore è stato collegato al master con un cavo lungo 8 m.</p>	
<i>Foto del sensore</i>	<i>Posizionamento in alzato</i>
	

Tabella 4 - Posizionamento del potenziometro PZ_04.

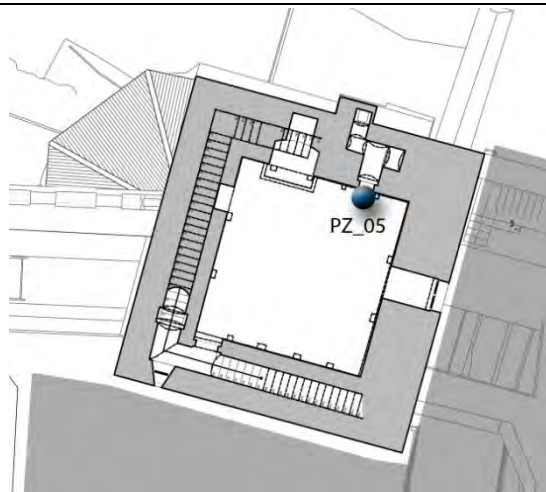

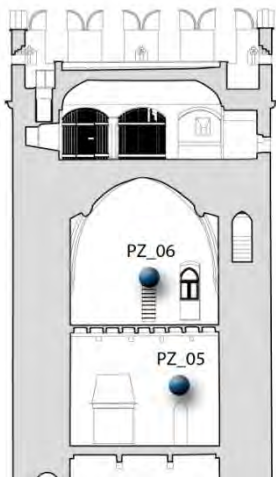
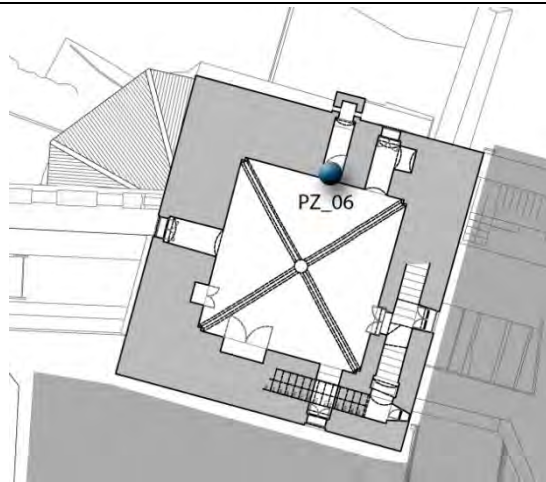
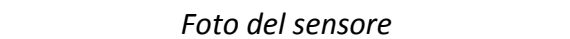

PZ_05	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore PZ_05 si trova nel quarto livello della torre del Mastio, monitora una lesione presente sulla parete nord al di sopra di una nicchia.</p> <p>Il sensore è stato collegato al master con un cavo lungo 45 m che corre lungo il vano scala, ed è stato agganciato con fascette ai cavi utilizzati per l'illuminazione.</p>	
Foto del sensore	Posizionamento in alzato
	

Tabella 5 - Posizionamento del potenziometro PZ_05.

PZ_06	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore PZ_06 si trova nel quinto livello della torre del Mastio, monitora una lesione presente sulla parete est all'interno di una nicchia.</p> <p>Il sensore è stato collegato al master con un cavo lungo 85 m che corre lungo il vano scala, ed è stato agganciato con fascette ai cavi utilizzati per l'illuminazione.</p>	
Foto del sensore	Posizionamento in alzato
	

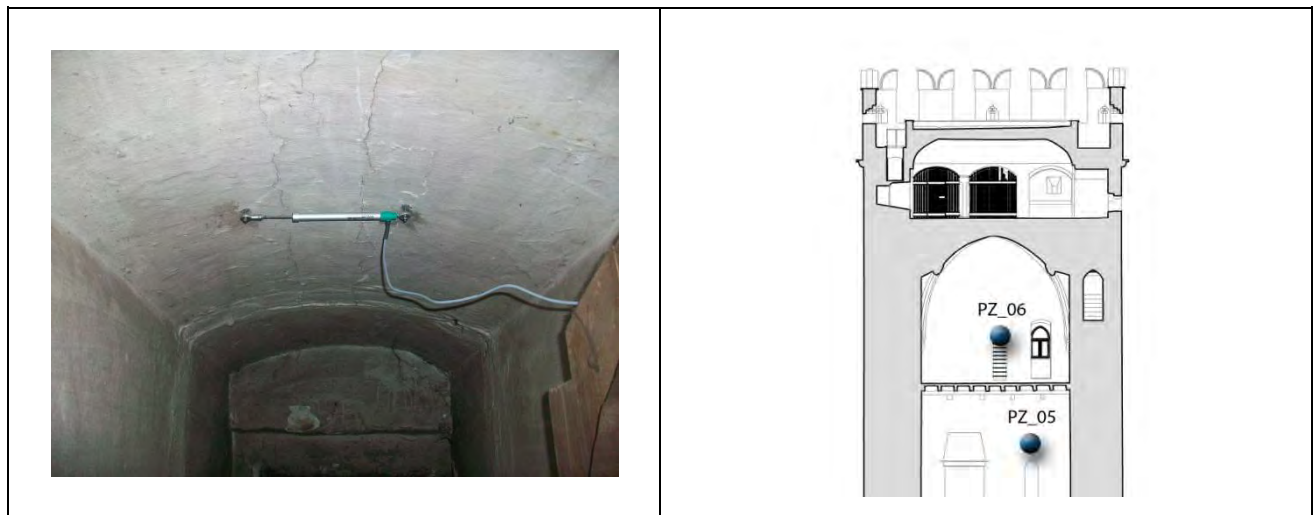


Tabella 6 - Posizionamento del potenziometro PZ_06.

Il nodo wireless è stato applicato alle pareti tramite l'esecuzione di fori con trapano e l'inserimento di due tasselli e viti in acciaio inox. Il nodo si trova nella stessa stanza del master, in prossimità della dell'alimentazione elettrica e riceve i segnali dei potenziometri PZ_01, PZ_02 e della stazione di rilevamento temperatura e umidità.



Figura 3 - Nodo wireless, la centralina n.1 trasmette i dati dei potenziometri PZ_01 e PZ_02 e dal sensore TRH_01 alla centralina n.2.



Figura 4 - Nodo wireless, la centralina n.2 riceve i dati dalla centralina n.1 e li trasmetta al master per l'acquisizione.

Il sensore di temperatura e umidità TRH_01 è stato posto nella vicinanze del potenziometro PZ_01, esternamente la finestra presente nella stanza. Per il suo posizionamento è stato dapprima fissato un supporto metallico sulla muratura e poi fissato su di esso il sensore, il cavo entra nella

stanza attraverso una piccola inclusione presente nella finestra ed è stato successivamente steso sulle canalette impiantistiche esistenti.

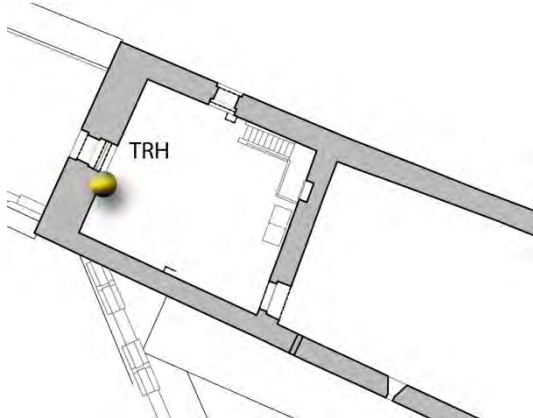

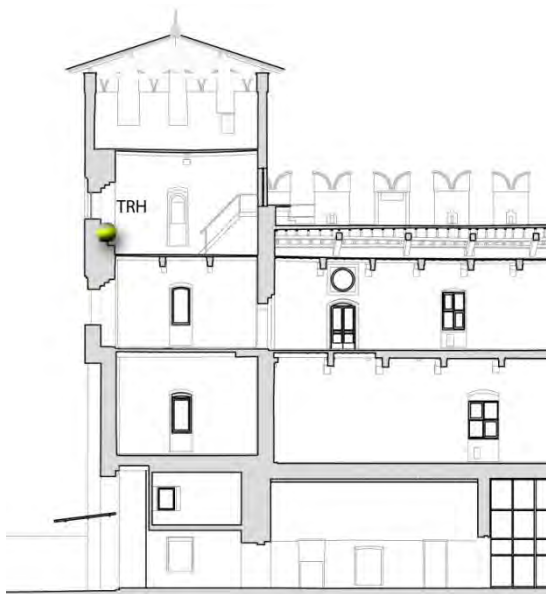
T-RH	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore temperatura-umidità T-RH è stato posto a controllo dei parametri atmosferici che potrebbero influire sull'andamento delle lesioni presenti sulla struttura, si trova internamente la torre, nel terzo livello, ed è stato posto al di sotto della finestra.</p> <p>Il sensore è stato collegato con cavo al nodo wireless che si trova a circa 65 m di distanza.</p>	
Foto del sensore	Posizionamento in alzato
	

Tabella 7 - Posizionamento della stazione temperatura e umidità THR_01.

7.3 Monitoraggio dinamico

La torre del Mastio è la più alta e più importante del complesso, ad oggi non ancora oggetto di interventi di restauro, per questo motivo si è deciso di operare in questa torre con l'identificazione dinamica. La posizione degli accelerometri monoassiali è stata decisa in modo da poter meglio identificare i parametri modali della Torre del Mastio. Per questo sono stati posti due accelerometri alla base, i quali misurano le accelerazioni del terreno e permettono di studiare la

risposta della torre a seguito di conosciute sollecitazioni. La risposta è studiata attraverso quattro accelerometri posti in cima la torre, nel sesto livello, sono stati posizionati in modo da poter determinare il maggior numero di modi vibrazionali. Nella figura 5 sono indicate le posizioni degli accelerometri.

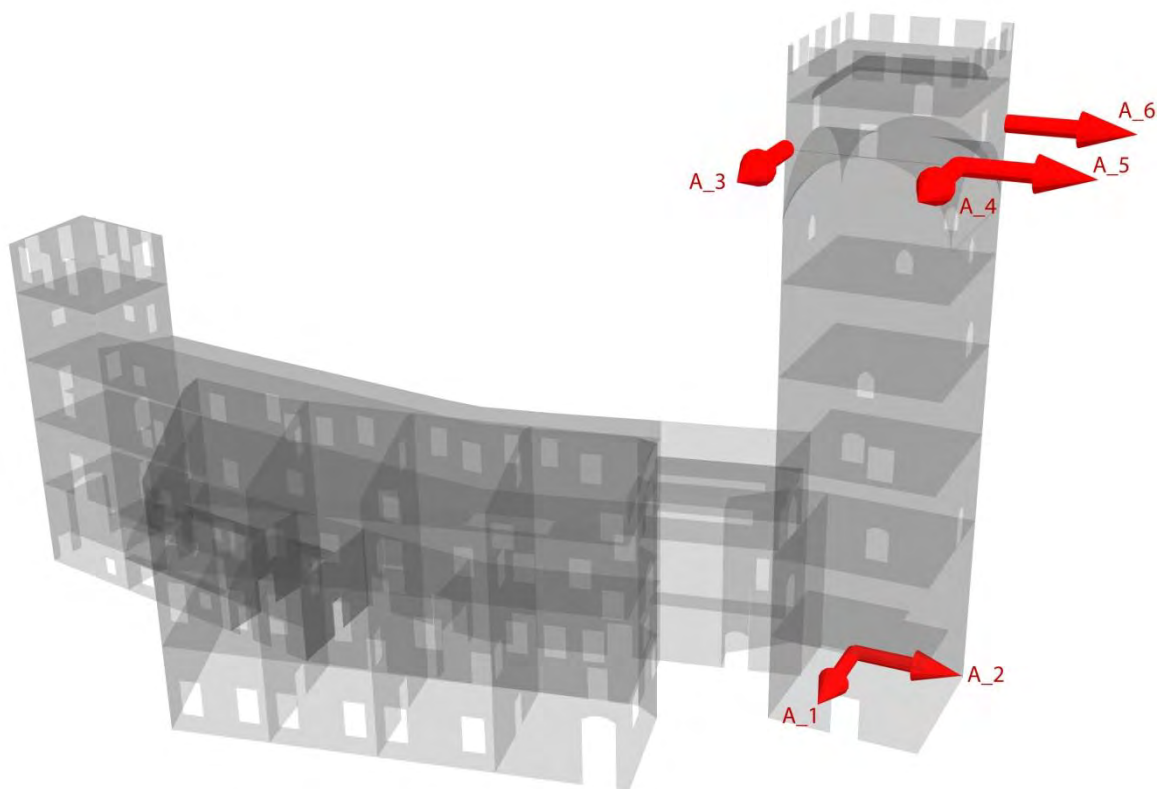


Figura 5 - Visuale tridimensionale della posizione degli accelerometri lasciati a monitoraggio del Mastio.

Poiché il museo, aperto al pubblico, occupa i tre piani più bassi della torre per non interferire con il complesso museale si è optato per la suddivisione in due sottosistemi con due differenti unità di acquisizione. Alla base troviamo un master di acquisizione dati per gli accelerometri che misurano le sollecitazioni al terreno, mentre nel terzo livello si trova il master che raccoglie i dati degli accelerometri posti in sommità della torre.

Come nel caso dei potenziometri posti nel Mastio, i cavi degli accelerometri corrono nel vano scala e sono stati attaccati con fascette ai cavi utilizzati per l'illuminazione.

7.3.1 Installazione del sistema di monitoraggio dinamico

Di seguito sono elencate le fasi eseguite per l'installazione degli accelerometri:

1. Scelta della posizione più idonea per il posizionamento del sensore e indicazione sulla muratura dei punti di fissaggio della piastra tramite pennarello;

2. Con un trapano si eseguono i tre fori sulla parete e si inseriscono dei tasselli nei fori stessi;
3. Si posiziona una piastra circolare in acciaio e la si fissa con delle viti ai tasselli, nel caso di installazione di due accelerometri orientati in direzioni ortogonali posti nella stessa parete, si fissa alla piastra circolare un cubo d'acciaio sul quale saranno poi installati i sensori;
4. Si avvita l'accelerometro alla piastra o al cubo;
5. Si stende il cavo fino al raggiungimento del master per l'acquisizione dei dati.

Di seguito si riporta la descrizione dei singoli accelerometri. Ognuno presenta una calibrazione che lo rende differente dall'altro e sempre riconoscibile.

Per la realizzazione dei cavi si avevano a disposizione 400 m, opportunamente tagliati considerando la distanza da percorrere tra il trasduttore e il master.

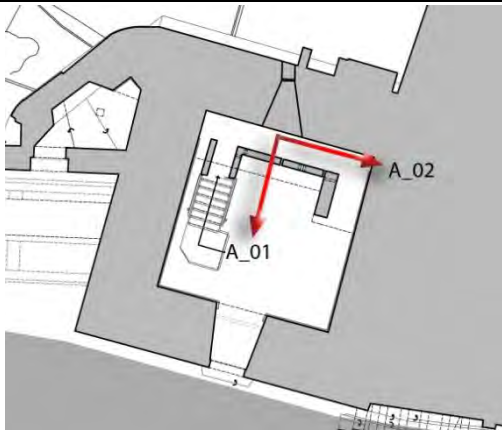

A_01	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore A_01 si trova alla base della torre del Mastio in una stanza posta al di sotto della scala e non accessibile al pubblico. Il sensore è stato fissato su un blocco in laterizio .</p> <p>Per raggiungere il master n.2 non è stato utilizzato del cavo aggiuntivo oltre quello dell'accelerometro poiché il master si trova nell'immediata vicinanza dell'accelerometro.</p>	
Foto del sensore	
	

Tabella 8 - Posizionamento dell'accelerometro A_01.

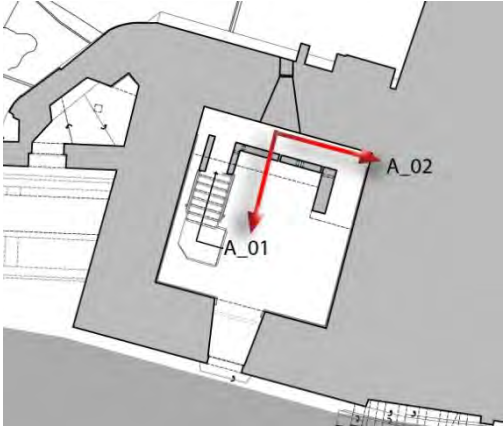

A_02	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore A_02 si trova alla base della torre del Mastio in una stanza posta al di sotto della scala e non accessibile al pubblico. Il sensore è stato fissato su un blocco in laterizio .</p> <p>Per raggiungere il master n.2 non è stato utilizzato del cavo aggiuntivo oltre quello dell'accelerometro poiché il master si trova nell'immediata vicinanza dell'accelerometro.</p>	
Foto del sensore	
	

Tabella 9 - Posizionamento dell'accelerometro A_02.

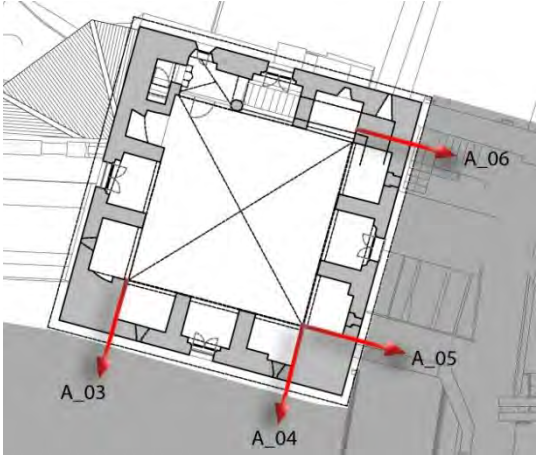
A_03	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore A_03 è stato installato nell'ultimo piano del Mastio sulla parete sud.</p> <p>Per raggiungere il master n.1, posto al terzo livello del Mastio, sono stati utilizzati 90 m di cavo, fissato con fascette sui cavi già presenti utilizzati per l'illuminazione.</p>	
Foto del sensore	



Tabella 10 - Posizionamento dell'accelerometro A_03.

A_04	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore A_04 è stato installato nell'ultimo piano del Mastio sulla parete sud.</p> <p>Per raggiungere il master n.1, posto al terzo livello del Mastio, sono stati utilizzati 90 m di cavo, fissato con fascette sui cavi già presenti utilizzati per l'illuminazione.</p>	
Foto del sensore	

Tabella 11 - Posizionamento dell'accelerometro A_04.

A_05	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore A_05 è stato installato nell'ultimo piano del Mastio sulla parete est.</p> <p>Per raggiungere il master n.1, posto al terzo livello del Mastio, sono stati utilizzati 90 m di cavo, fissato con fascette sui cavi già presenti utilizzati per l'illuminazione.</p>	
Foto del sensore	

Tabella 12 - Posizionamento dell'accelerometro A_05.

A_06	
Descrizione	Posizionamento in pianta
<p>Il sensore A_06 è stato installato nell'ultimo piano del Mastio sulla parete est.</p> <p>Per raggiungere il master n.1, posto al terzo livello del Mastio, sono stati utilizzati 90 m di cavo, fissato con fascette sui cavi già presenti utilizzati per l'illuminazione.</p>	

Foto del sensore



Tabella 13 - Posizionamento dell'accelerometro A_06.

Nella tabella 14 vengono riassunte le caratteristiche degli accelerometri che sono stati installati.

<i>Accelerometro</i>	<i>Livello Mastio</i>	<i>Lunghezza filo</i>	<i>Master</i>	<i>Serial Number</i>	<i>Sensitività [V/g]</i>
A_01	Primo	0 m	2	39820	10,53
A_02	Primo	0 m	2	39811	10,14
A_03	Sesto	90 m	1	39548	10,34
A_04	Sesto	90 m	1	39973	10,57
A_05	Sesto	90 m	1	39812	10,43
A_06	Sesto	90 m	1	39835	10,02

Tabella 14 - Caratteristiche dei trasduttori di accelerazione installati.

Come precedentemente descritto, sono stati installati due master per la raccolta dei dati. Il primo al piano terreno, in una stanza utilizzata come deposito attrezzi, quindi non accessibile al pubblico, e il secondo al terzo livello del Mastio. In entrambi i casi la centralina di acquisizione è posta vicina ad una fonte di alimentazione elettrica.

7.3.2 Caratteristiche del sistema di monitoraggio

Il sistema installato presso Castelveccchio è di tipo misto, ovvero considera dei parametri a “lenta” evoluzione, come deformazioni-spostamenti di elementi della struttura, e grandezze a “rapida” evoluzione relative a fenomeni di natura dinamica.

Una volta impostati i parametri relativi alla metodologia di acquisizione, il sistema è in grado di acquisire i dati in completa autonomia. La frequenza di reperimento dei dati, per quanto concerne le misurazioni di grandezze statiche, viene definita, in base al controllo che si vuole attuare. Generalmente si effettuano delle misurazioni con maggiore frequenza all’inizio del periodo di

monitoraggio (su base oraria/giornaliera), per poi distanziare maggiormente le registrazioni, arrivando così a regime ad una frequenza settimanale o bisettimanale. Ogni volta il sistema registra il valore dei fessurimetri, la temperatura dell'aria e l'umidità relativa.

Nella tabella 15 si riporta il range di utilizzo dei sensori di spostamento (PZ_n°), temperatura (T) ed umidità relativa (RH).

L'apertura del pistoncino dei sensori di spostamento (corrispondente all'apertura della fessura controllata) provoca un incremento dei valori, quindi a pistoncino chiuso/completamente aperto si leggono rispettivamente 0,00 e 100,00 mm. Viene così risolto il problema nell'accuratezza della misura e sono inoltre garantite letture programmate nel tempo per una migliore analisi delle variazioni del danneggiamento.

<i>Sensore</i>	<i>Volt. Inf.</i>	<i>Volt. Sup.</i>	<i>Limite inf.</i>	<i>Limite sup.</i>
PZ_1 ÷ PZ_06	0.00	10.00	0.00 mm	100.00 mm
T	0.00	10.00	- 20.00 °C	+ 50.00 °C
RH	0.00	10.00	0 %	100 %

Tabella 15 - Range di utilizzo dei sensori di spostamento

Relativamente alle misurazioni di grandezze dinamiche, è necessario stabilire, in base alle condizioni ambientali, un valore di soglia dell'ampiezza dell'accelerazione (trigger), raggiunto il quale il sistema procede in automatico con la registrazione del segnale. Tale valore di soglia può essere definito in base alle vibrazioni dovute al traffico veicolare, agli agenti atmosferici, ad eventi di carattere sismico. Una volta definite le frequenze naturali della struttura, si procede al controllo del livello di soglia, su uno o più canali, nella finestra selezionata attorno ad una frequenza di risonanza. Le registrazioni dinamiche avvengono pertanto quando qualche agente esterno perturba lo stato di quiete della struttura dando origine a dei fenomeni vibrazionali nella stessa.

Sono quindi state impostate due strategie di reperimento dei dati dinamici: un'acquisizione "lunga" (file "fast"), corrispondente a 131.072 punti, ovvero ad un intervallo di tempo di 21'51" con una frequenza di campionamento pari a 100 SPS (campioni al secondo), ed un'acquisizione "breve" che viene effettuata automaticamente quando le vibrazioni superano la soglia prefissata (evento significativo).

Per quanto concerne il controllo automatico, si sono stabiliti, in base alle condizioni ambientali riscontrate, dei valori di soglia dell'ampiezza dell'accelerazione sia nel dominio del tempo che nel dominio delle frequenze. In particolare il sistema, in caso di violazione del livello di soglia da parte di uno dei sensori di accelerazione, registra i dati a partire da 1'42" prima della violazione (10

finestre precedenti l'evento da 1024 punti, con frequenza di campionamento 100 SPS) e per 1'42" dopo la finestra in cui è stata violata la soglia (fig. 6.51). Tale metodologia di registrazione fa in modo che non si perdano dati importanti in relazione all'evento, di qualsiasi natura esso sia (sismica, traffico,...).

Considerato che una sollecitazione significativa per la struttura provoca un'amplificazione del segnale in corrispondenza delle frequenze naturali, vengono impostate per il controllo dell'ampiezza del segnale in frequenza, delle finestre attorno alle prime e seconde frequenze flessionali.

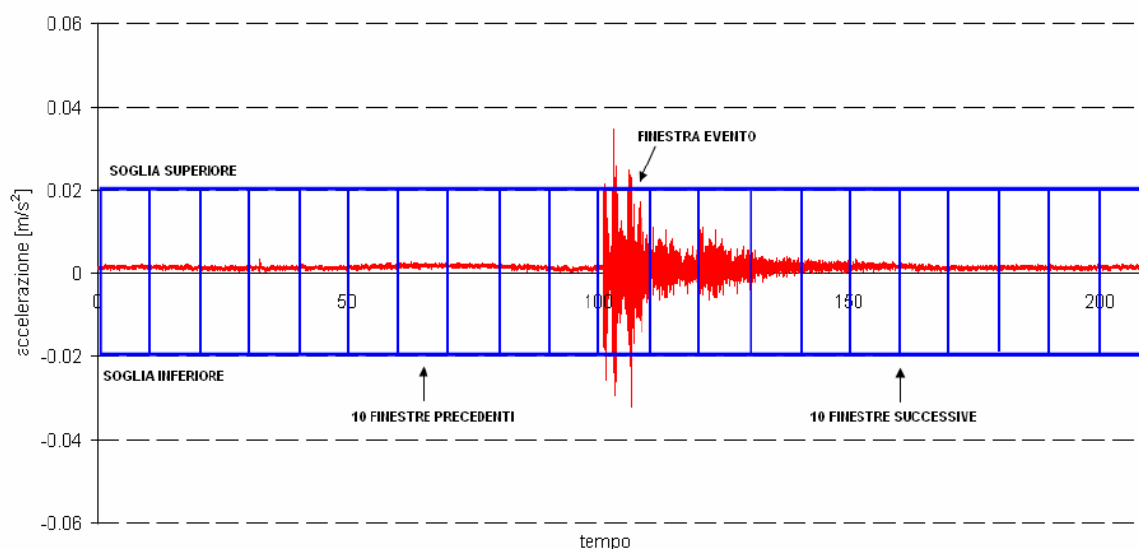


Figura 6 - Modalità di registrazione dei sensori di accelerazione.

Nella tabella 16 vengono riassunte le caratteristiche degli accelerometri che sono stati installati.

Accelerometro	Livello Mastio	Lunghezza filo	Master	Serial Number	Sensitività [V/g]
A_01	Primo	0 m	2	39820	10,53
A_02	Primo	0 m	2	39811	10,14
A_03	Sesto	90 m	1	39548	10,34
A_04	Sesto	90 m	1	39973	10,57
A_05	Sesto	90 m	1	39812	10,43
A_06	Sesto	90 m	1	39835	10,02

Tabella 16 - Caratteristiche dei trasduttori di accelerazione installati.

7.4 Analisi dei dati

7.4.1 Introduzione

Il sistema utilizzato per questo lavoro di ricerca è di tipo misto, nel quale vengono valutati dei parametri a lenta evoluzione, relativi a deformazioni/spostamenti di elementi della struttura, temperature ed umidità relative, e grandezze a rapida evoluzione, con centinaia di controlli al secondo, relative a fenomeni di natura dinamica.

I file ottenuti dal monitoraggio statico vengono denominati, dal sistema di acquisizione stesso, *Slow.txt* mentre quelli registrati dal dinamico si dividono in due categorie: *Fast.txt* per le registrazioni periodiche, *A/F/AF.txt* per quelle di superamento delle soglie (rispettivamente per superamento soglia di ampiezza, banda di frequenza, entrambe le soglie). Nel presente capitolo vengono analizzati i file di tipo *slow* per valutare l'evoluzione del comportamento di alcune lesioni ritenute significative per la struttura e quelli di tipo *fast* che permettono di esprimere dei primi giudizi sul comportamento globale dell'edificio.

7.4.2 Premessa: note sul funzionamento del sistema di monitoraggio

Di seguito vengono analizzati i dati rilevati dal sistema di monitoraggio, nel periodo compreso tra il 16 gennaio 2015 (installazione) ed il 26 marzo 2015. Si annota che durante il periodo di registrazione dei dati considerato si sono verificate degli intervalli di interruzione del funzionamento del sistema, di seguito elencati e motivati:

- Dal 20/01/2015 al 02/02/2015 sistema bloccato;
- Dal 02/02/2015 al 15/02/2015 sistema non attivo a causa del mancato approvvigionamento delle corrente elettrica (il sistema è rimasto attivo per poche ore nella giornata del 09/02/2015)
- Dal 18/02/2015 al 26/02/2015 sistema bloccato;
- Dal 28/02/2015 al 03/03/2015 sistema bloccato;
- Dal 03/03/2015 al 13/03/2015 sistema non attivo a causa del mancato approvvigionamento delle corrente elettrica;
- Dal 16/01/2015 al 16/03/2015 errore nella registrazione dei file di tipo *fast*;
- 16/03/2015 intervento sul sistema di acquisizione dati.

7.4.3 Analisi dei dati statici di tipo *slow*

La prima analisi è stata svolta sui dati di temperatura e umidità relativa rilevata dal sensori T-RH 1 per un periodo di controllo di circa due mesi al fine di validarne i risultati ottenuti. Sono stati confrontati i dati misurati dal sensore posto in Castelvecchio con le temperature minime, medie e massime, e l'umidità relativa media rilevate della stazione meteorologica di Verona centro controllata dall'*Arpav*; si è notato che le temperature misurate dalla strumentazione posta a Castelvecchio sono leggermente superiori di quelle rilevate dalla stazione *Arpav*. Questa leggera differenza può essere dovuta al fatto che il sensore è stato posto in una posizione riparata a ridosso della finestra ovest nella Torre Nord - Ovest, posizione scelta per riparare il sensore dalle acque meteoriche.

Se si confrontano i grafici delle temperature con quelli delle umidità si nota una corrispondenza temporale dei principali picchi negativi di RH con i picchi positivi di T, e viceversa, nel rispetto della relazione fisica che lega i due parametri.

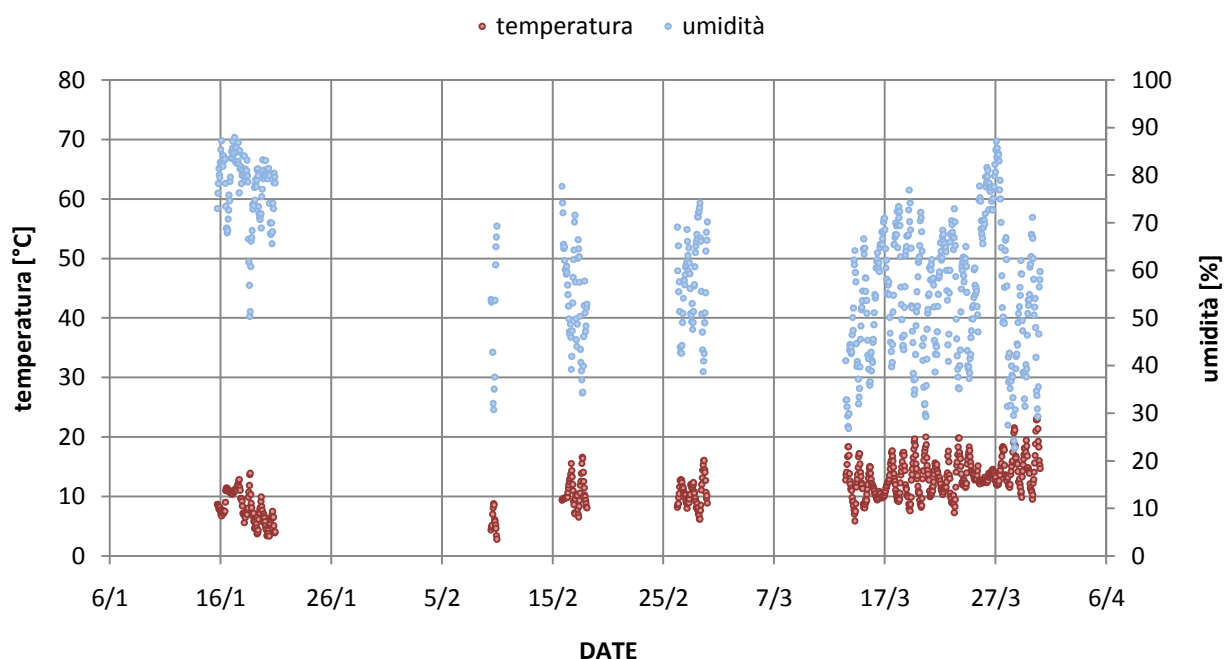


Figura 7 - Grafico delle misurazioni di temperatura e umidità per i primi due mesi di funzionamento del sistema di monitoraggio.

Di seguito verranno analizzati i segnali dei trasduttori di spostamento, relativi ai primi due mesi di funzionamento del sistema di monitoraggio (16/01/2015 - 26/03/2015), in funzione del tempo e confrontati con l'andamento della temperatura rilevata dal sensore ambientale.

PZ_01

Di seguito sono analizzati i dati del trasduttore di spostamento posto nella Torre Nord - Ovest in corrispondenza della lesione che si trova nella parete ovest della torre stessa. Il potenziometro rileva la tendenza dei due cantonali della torre ad allontanarsi o avvicinarsi, offrendo valutazioni utili per la tendenza all'attivazione del cinematismo di distacco dei cantonali.

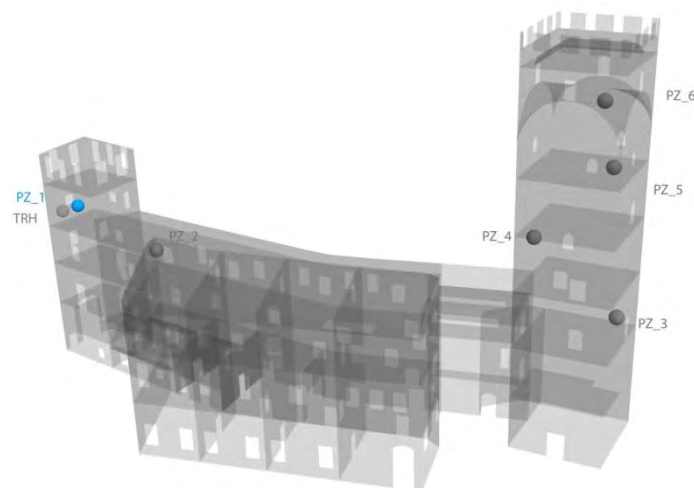


Figura 8 - Posizione del potenziometro PZ_01.

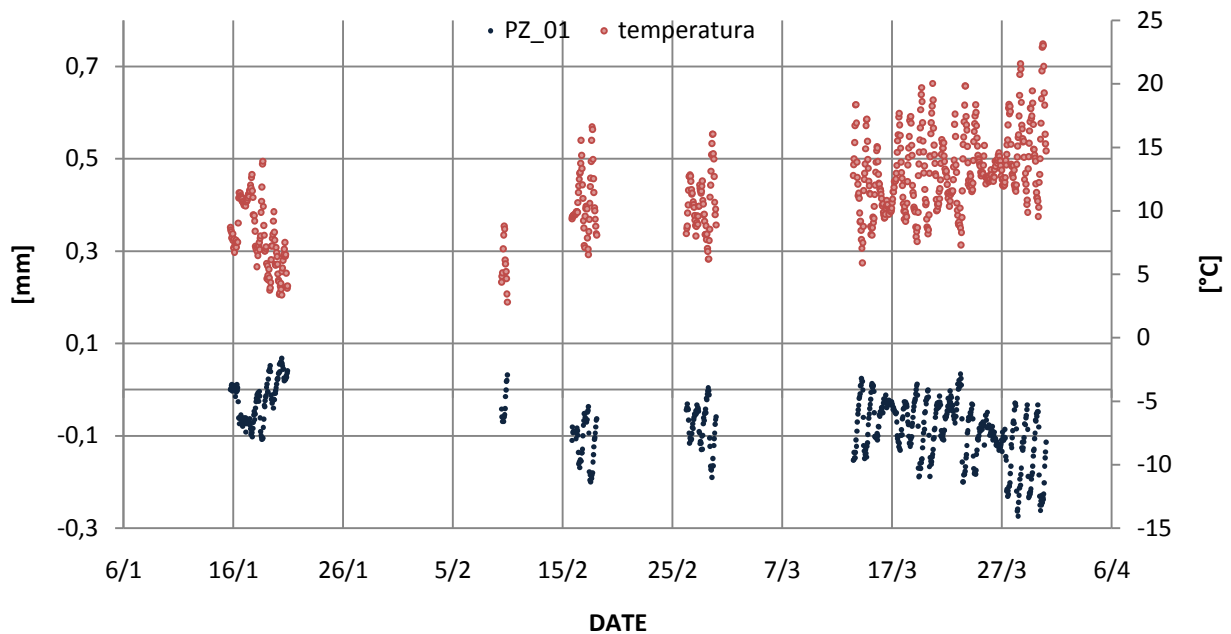


Figura 9 - Grafico temporale degli spostamenti.

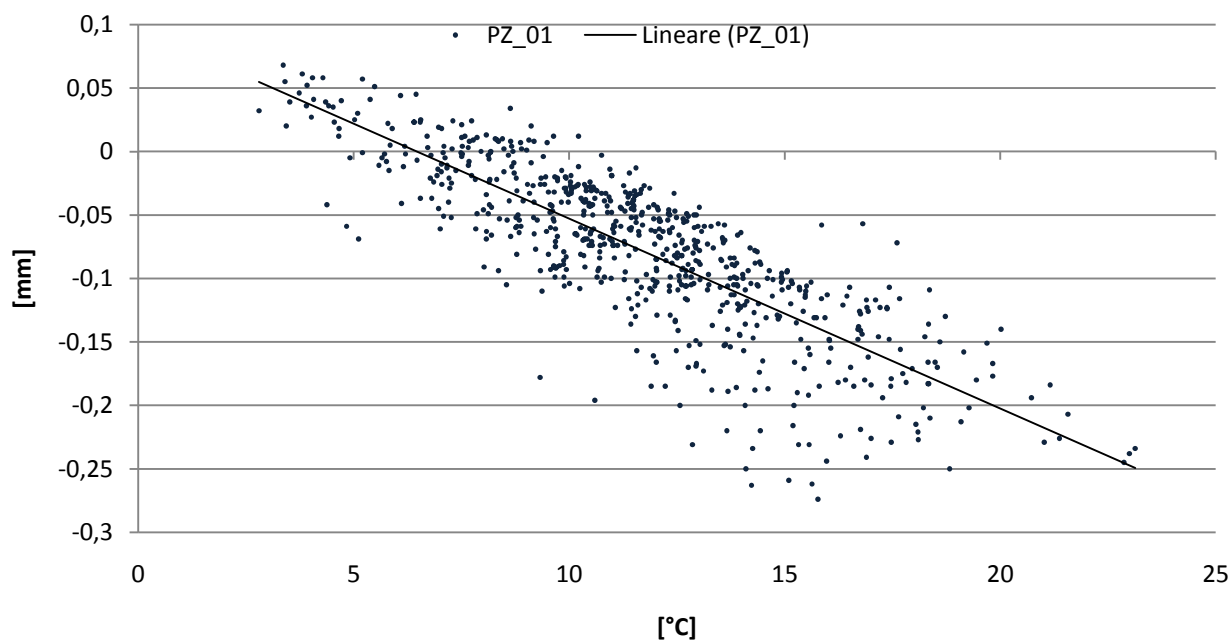


Figura 10 - Grafico dello spostamento in funzione della temperatura.

PZ_01	Spostamento [mm]	Data	T [°C]	RH [%]
max	0,068	20/01/2015 09:19	3,365	79,952
min	-0,274	28/03/2015 11:24	15,774	37,951
dev st	0,065			

Tabella 17 - Tabella riassuntiva dei risultati del potenziometro PZ_01.

Con l'aumento della temperatura il sensore ha registrato una tendenza alla chiusura della lesione raggiungendo valori prossimi a -0.25 mm in chiusura. Tale andamento risulta essere legato al variare ciclico della temperatura con una tendenza a chiudere la lesione al crescere della temperatura (figura 10).

PZ_02

Di seguito sono analizzati i dati del trasduttore di spostamento posto nella Reggia in corrispondenza della lesione che si trova nella parete ovest della Reggia stessa. Il potenziometro rileva la tendenza al ribaltamento della parete monitorata, infatti per misurazioni che indicano l'apertura della lesione tale cinematismo potrebbe attivarsi per un coefficiente di attivazione minore di quello proveniente dall'analisi cinematica.

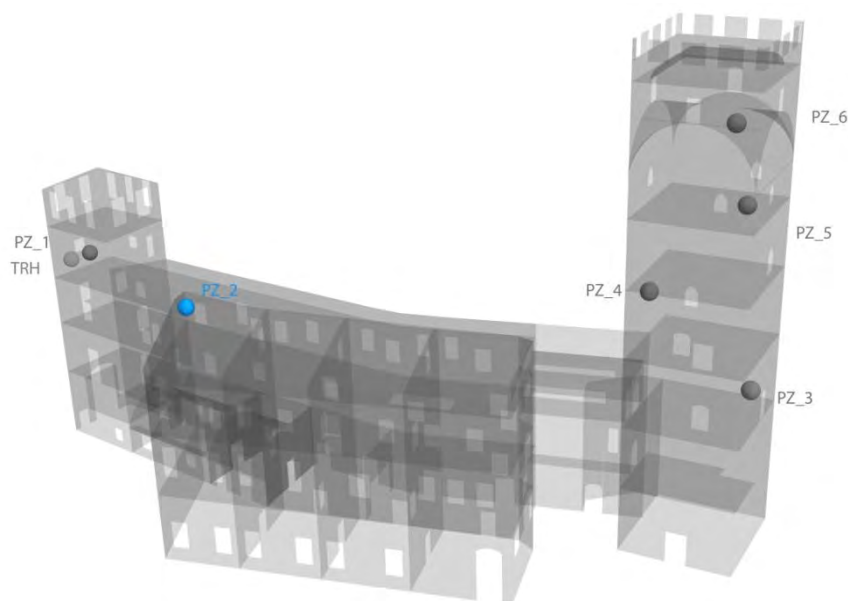


Figura 11 - Posizione del potenziometro PZ_02.

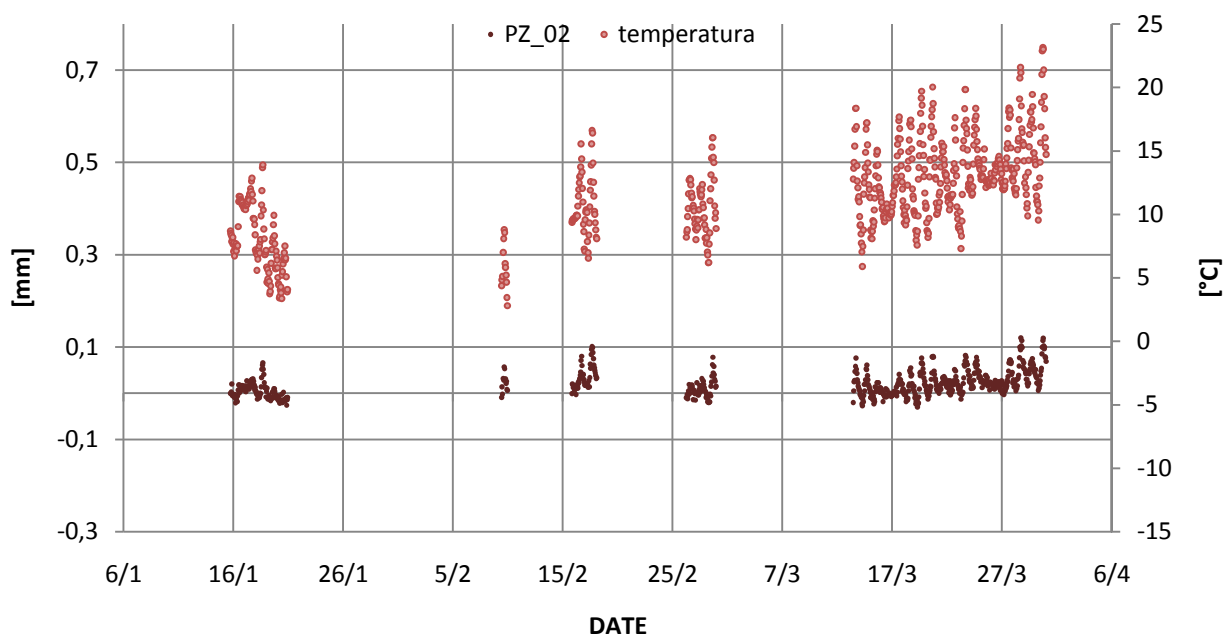


Figura 12 - Grafico temporale degli spostamenti.

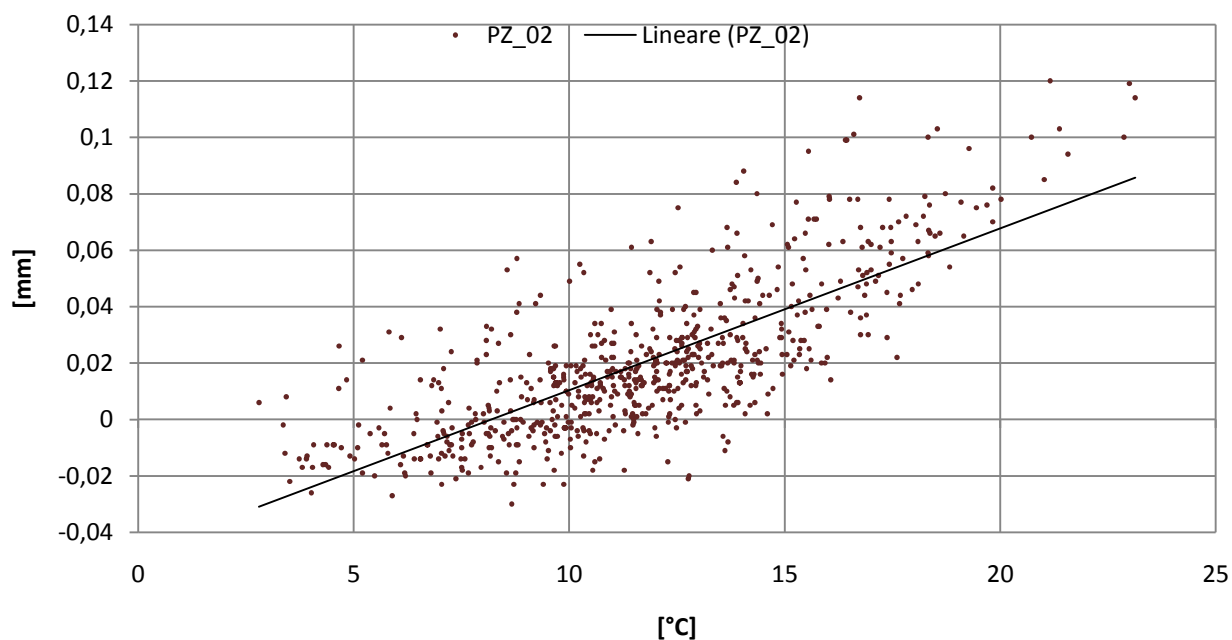


Figura 13 - Grafico dello spostamento in funzione della temperatura.

PZ_02	Spostamento [mm]	Data	T [°C]	RH [%]
max	0,12	28/03/2015 17:24	21,164	22,773
min	-0,03	19/03/2015 07:28	8,669	68,556
dev st	0,027			

Tabella 18 - Tabella riassuntiva dei risultati del potenziometro PZ_02.

Con l'aumento della temperatura il sensore ha registrato una tendenza all'apertura della lesione raggiungendo valori prossimi a 0,1 mm in apertura. Tale andamento risulta essere legato al variare ciclico della temperatura con una tendenza ad aprire la lesione al crescere della temperatura (figura 13).

PZ_03

Di seguito sono analizzati i dati del trasduttore di spostamento posto nella Torre del Mastio in corrispondenza della lesione che si trova nella parete est a livello del terzo orizzontamento. Il potenziometro rileva la tendenza dei due cantonali della torre ad allontanarsi o avvicinarsi, offrendo valutazioni utili per la tendenza all'attivazione del cinematismo di distacco dei cantonali.

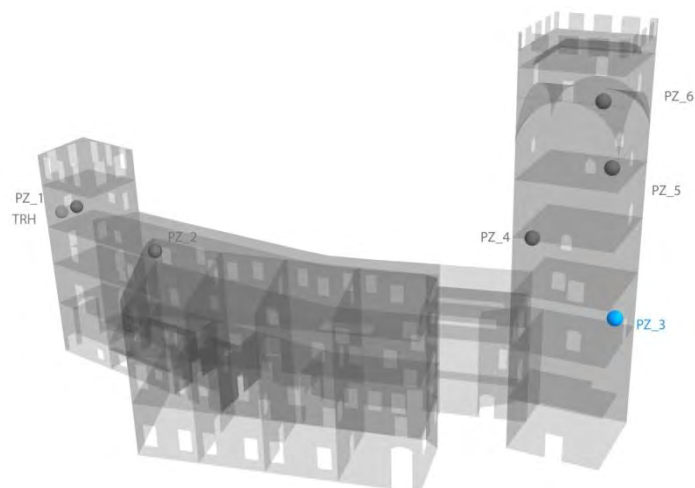


Figura 14 - Posizione del potenziometri PZ_03.

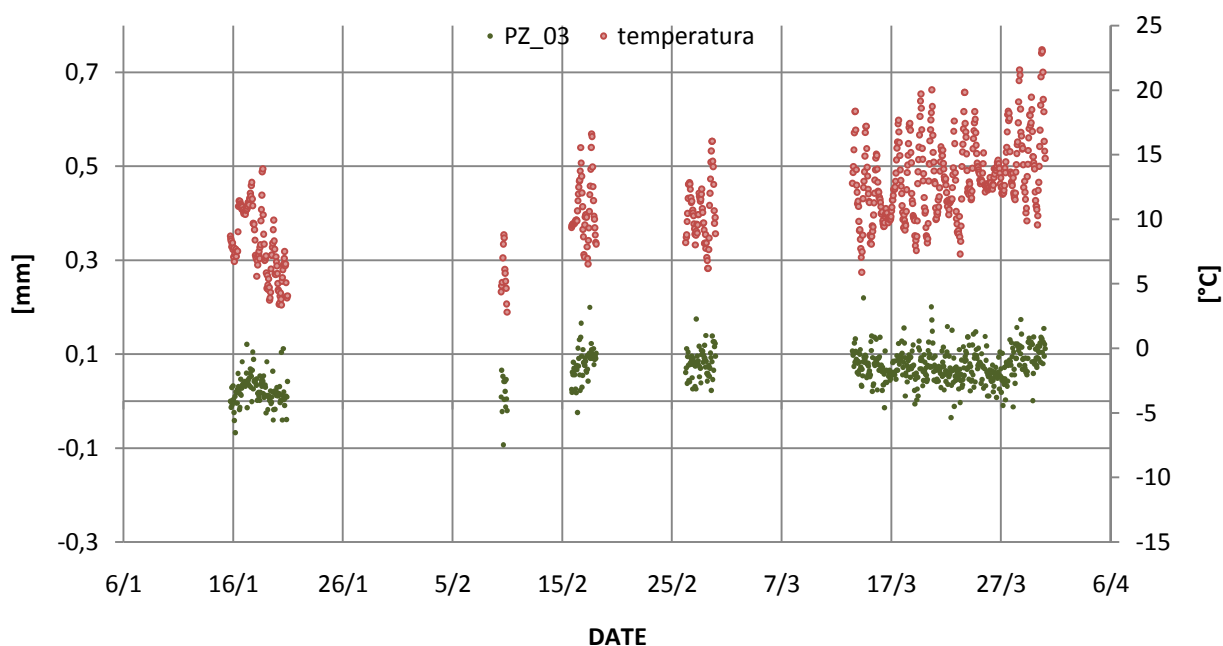


Figura 15 - Grafico temporale degli spostamenti.

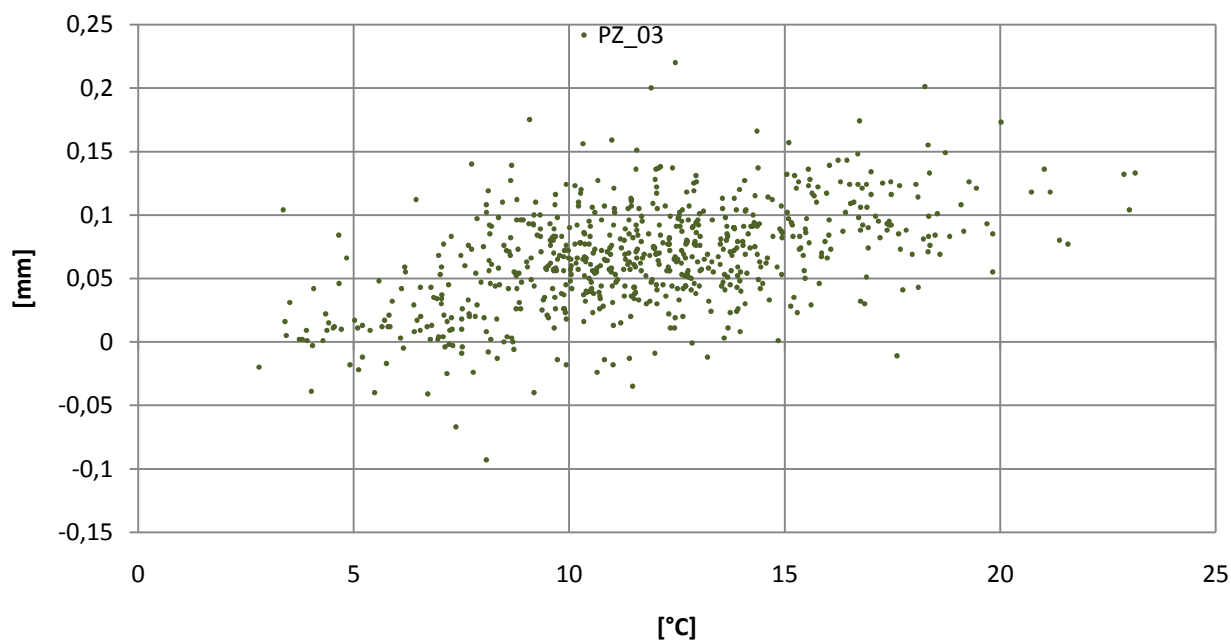


Figura 16 - Grafico dello spostamento in funzione della temperatura.

PZ_03	Spostamento [mm]	Data	T [°C]	RH [%]
max	0,22	14/03/2015 10:57	12,467	39,836
min	-0,093	09/02/2015 14:50	8,08	32,049
dev st	0,041			

Tabella 19 - Tabella riassuntiva dei risultati del potenziometro PZ_03.

A differenza dei dati raccolti dai potenziometri PZ_01 e PZ_02, nel caso del potenziometro PZ_03 il legame tra temperatura e andamento dello spostamento della lesione non è ben chiaro, in questo primo periodo di raccolta dati sembra esserci una sostanziale stabilità nello spostamento della lesione, con una forbice dei valori compresa per la maggior parte tra i valori di -0,05 mm e 0,15 mm (figura 16).

PZ_04

Di seguito sono analizzati i dati del trasduttore di spostamento posto nella Torre del Mastio in corrispondenza della lesione che si trova nella parete ovest a livello del quarto orizzontamento. Il potenziometro rileva la tendenza dei due cantonali della torre ad allontanarsi o avvicinarsi, offrendo valutazioni utili per la tendenza all'attivazione del cinematismo di distacco dei cantonali.

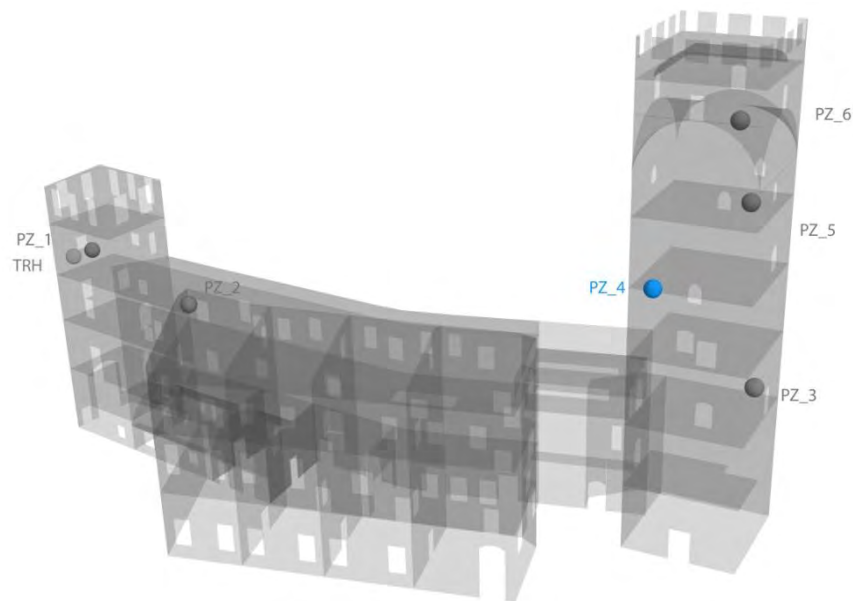


Figura 17 - Posizione del potenziometro PZ_04.

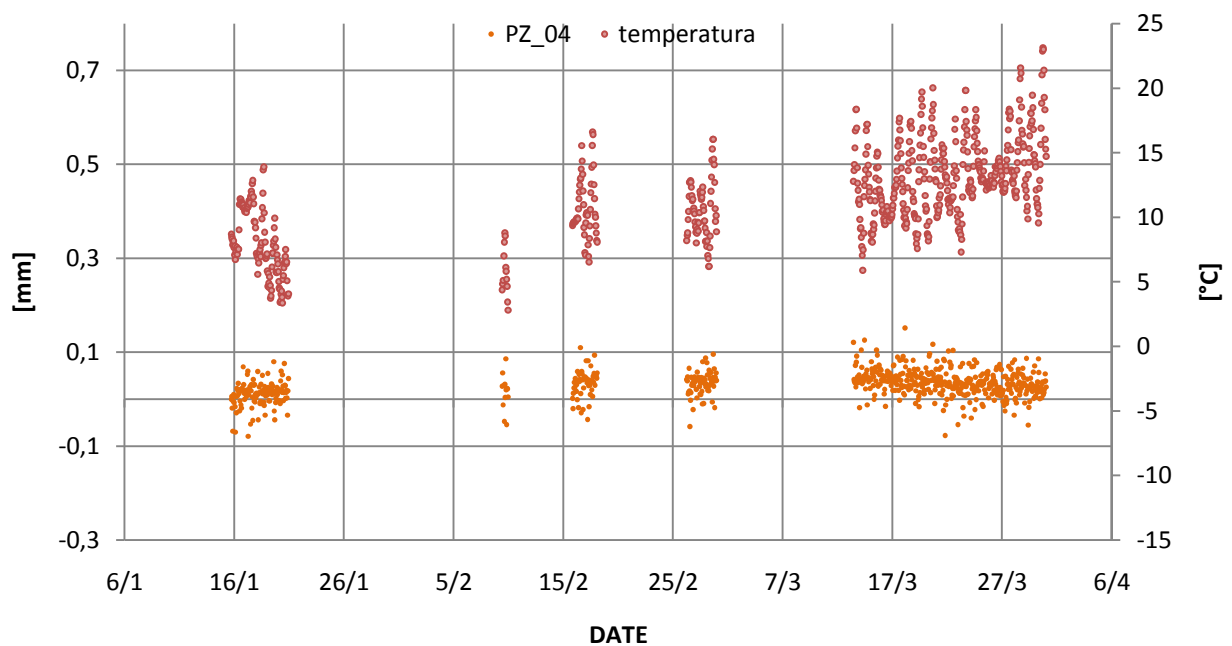


Figura 18 - Grafico temporale degli spostamenti.

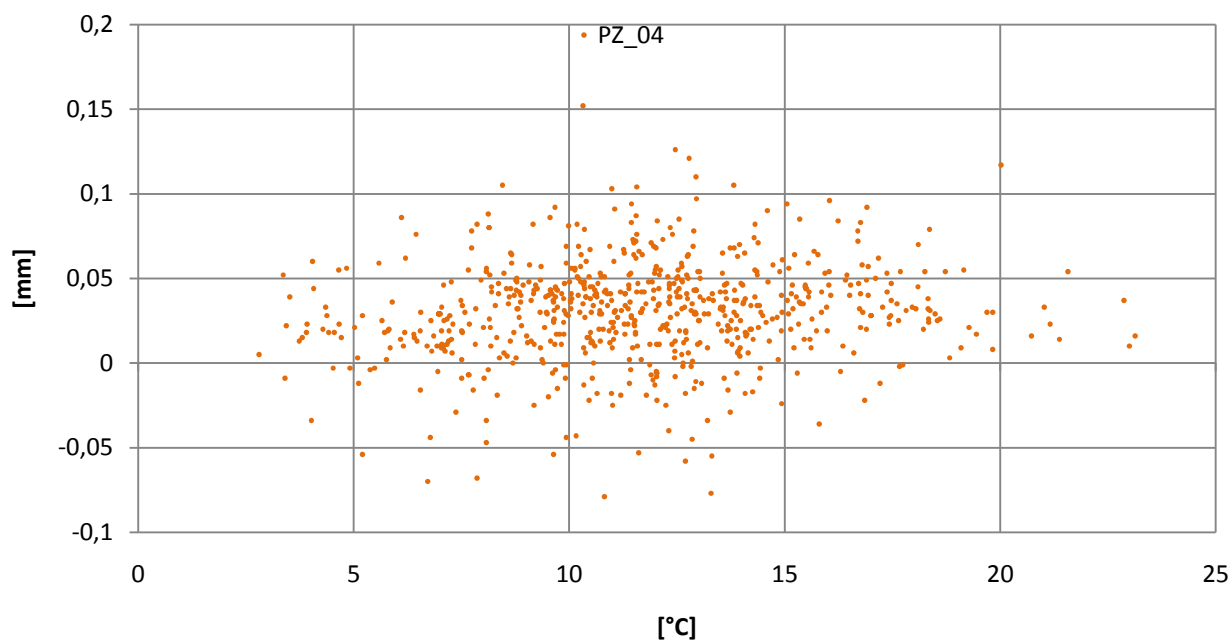


Figura 19 - Grafico dello spostamento in funzione della temperatura.

PZ_04	Spostamento [mm]	Data	T [°C]	RH [%]
max	0,152	18/03/2015 03:28	10,324	64,781
min	-0,079	17/01/2015 06:19	10,822	87,951
dev st	0,029			

Tabella 20 - Tabella riassuntiva dei risultati del potenziometro PZ_04.

Anche nel caso del potenziometro PZ_04 il legame tra temperatura e andamento dello spostamento della lesione non è ben chiaro, in questo primo periodo di raccolta dati sembra esserci una sostanziale stabilità nella apertura della lesione, con una forbice dei valori piuttosto ristretta (da -0,05 mm a 0,15 mm) (figura 19).

PZ_05

Di seguito sono analizzati i dati del trasduttore di spostamento posto nella Torre del Mastio in corrispondenza della lesione che si trova nella parete nord a livello del quinto orizzontamento. Il potenziometro rileva la tendenza dei due cantonali della torre ad allontanarsi o avvicinarsi, offrendo valutazioni utili per la tendenza all'attivazione del cinematismo di distacco dei cantonali.

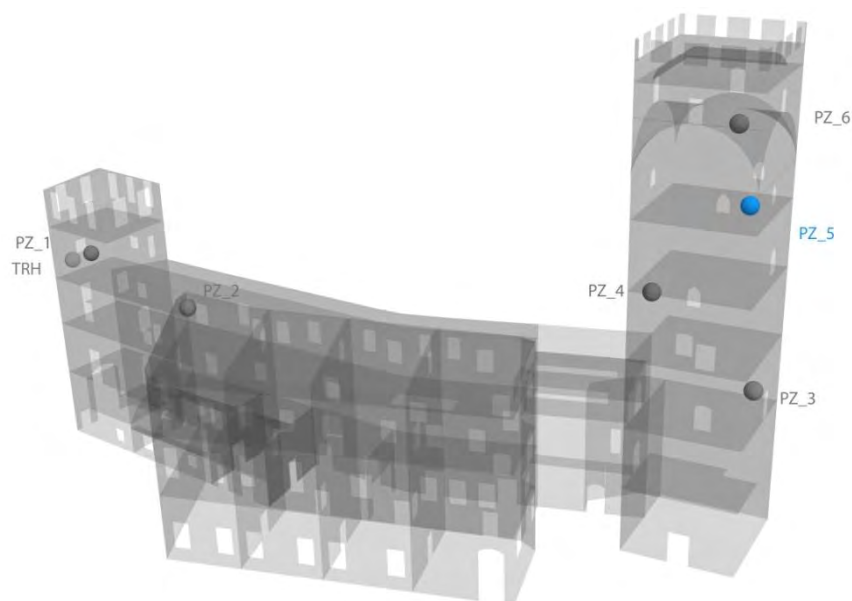


Figura 20 - Posizione del potenziometro PZ_05.

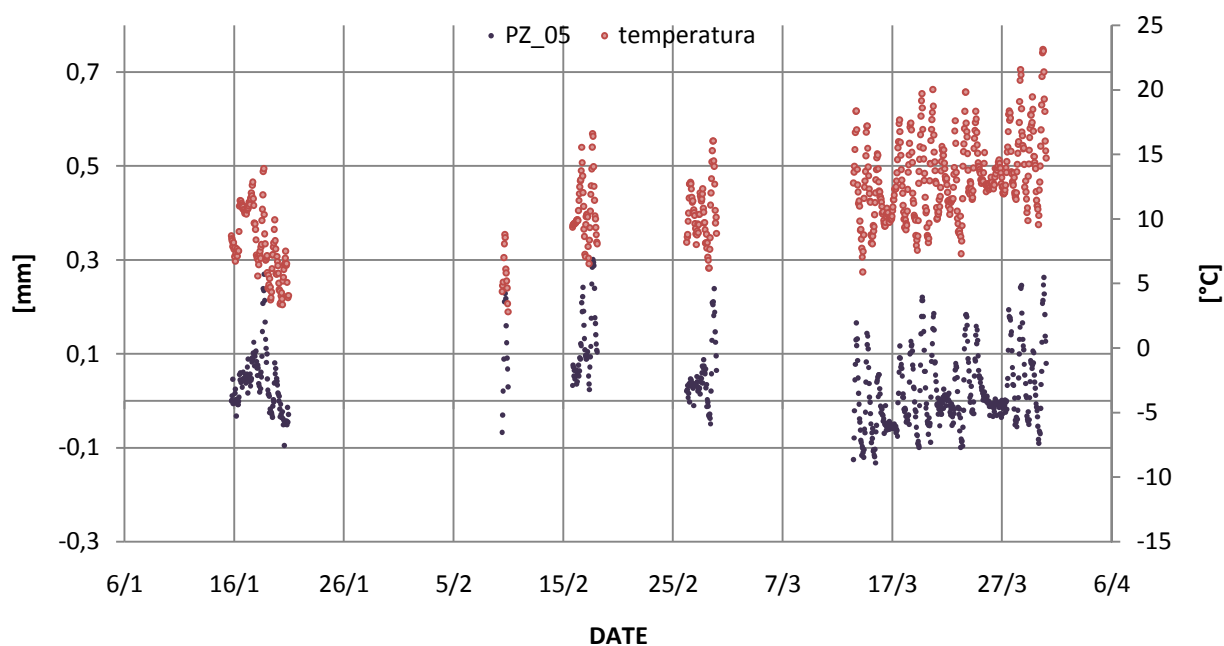


Figura 21 - Grafico temporale degli spostamenti.

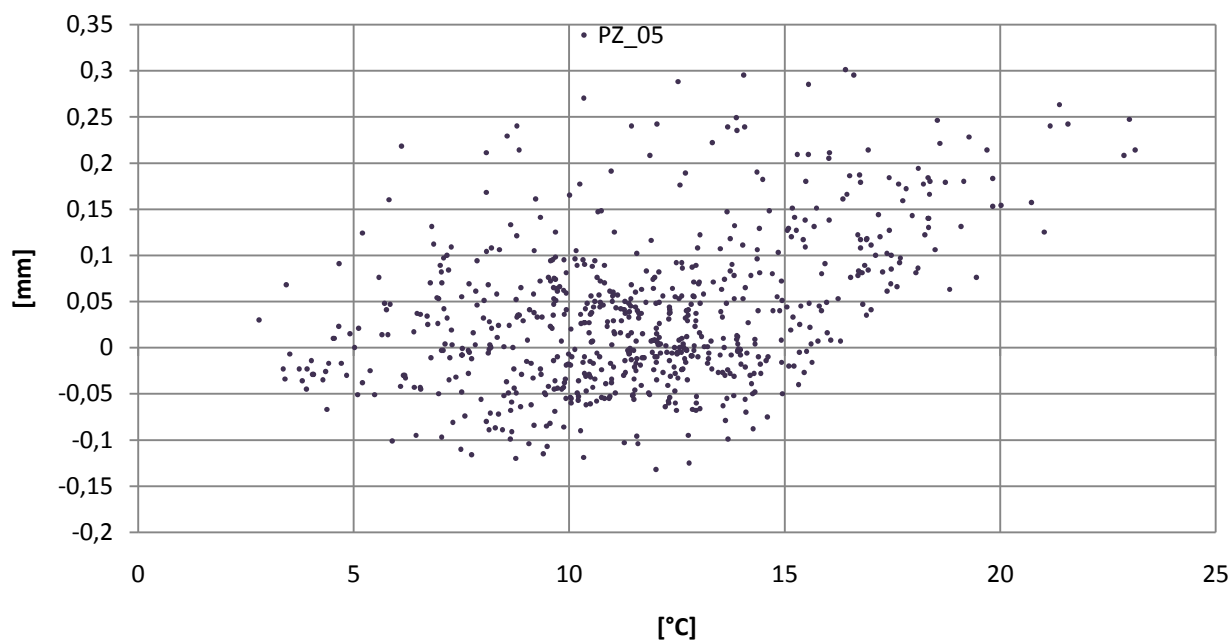


Figura 22 - Grafico dello spostamento in funzione della temperatura.

PZ_5	Spostamento [mm]	Data	T [°C]	RH [%]
max	0,301	17/02/2015 17:01	16,413	34,429
min	-0,132	15/03/2015 10:57	12,015	42,25
dev st	0,081			

Tabella 21 - Tabella riassuntiva dei risultati del potenziometro PZ_05.

Il potenziometro PZ_05 non indica un legame chiaro tra temperatura e andamento dello spostamento della lesione, difatti la nuvola dei dati risulta essere molto dispersa e da questo primo periodo di raccolta dati risulta difficile estrapolare relazioni tra i due parametri esaminati (figura 22).

PZ_06

Di seguito sono analizzati i dati del trasduttore di spostamento posto nella Torre del Mastio in corrispondenza della lesione che si trova nella parete nord a livello del sesto orizzontamento (sala Fuini). Il potenziometro rileva la tendenza dei due cantonali della torre ad allontanarsi o avvicinarsi, offrendo valutazioni utili per la tendenza all'attivazione del cinematismo di distacco dei cantonali.

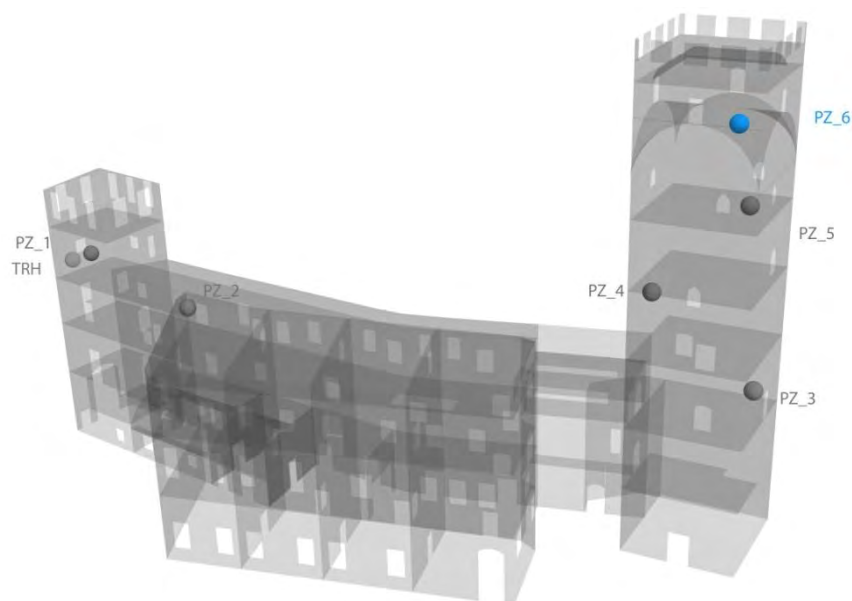


Figura 23 - Posizione del potenziometro PZ_06.

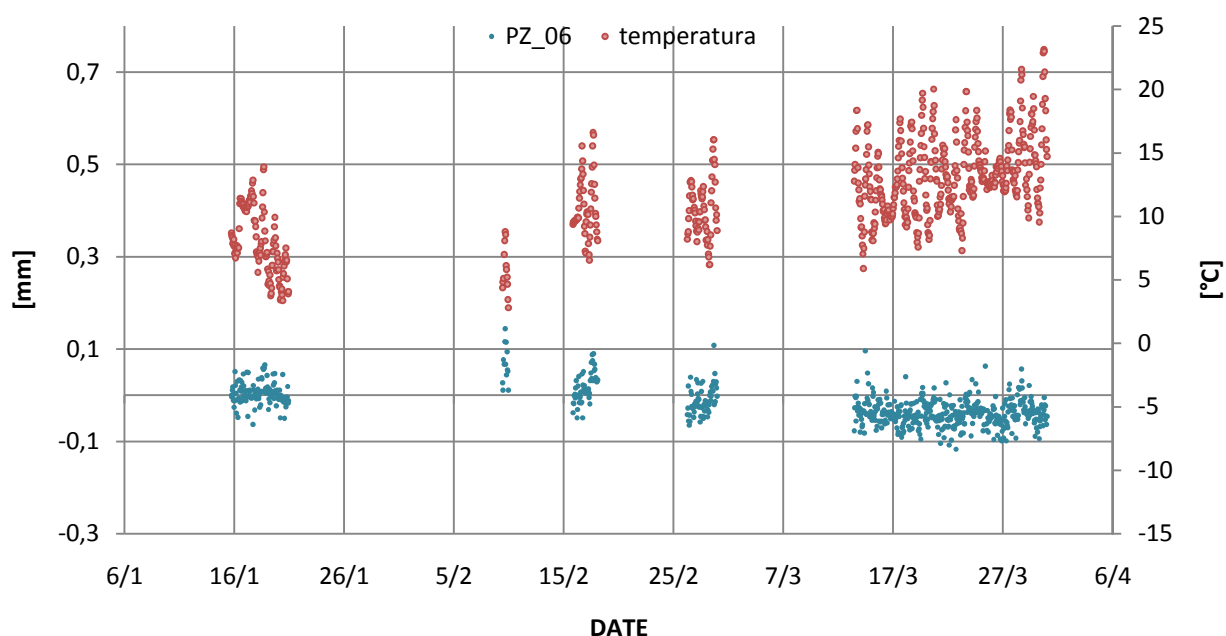


Figura 24 - Grafico temporale degli spostamenti.

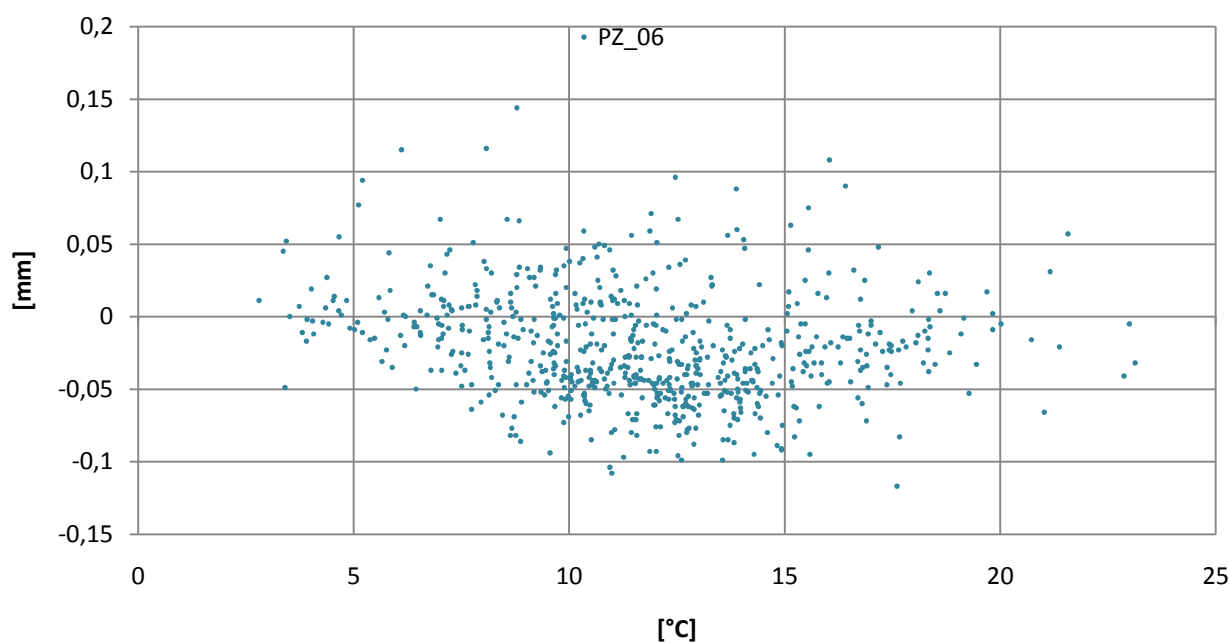


Figura 25 - Grafico dello spostamento in funzione della temperatura.

PZ_6	Spostamento [mm]	Data	T [°C]	RH [%]
max	0,144	09/02/2015 15:50	8,788	30,736
min	-0,117	22/03/2015 17:28	17,612	40,904
dev st	0,037			

Tabella 22 - Tabella riassuntiva dei risultati del potenziometro PZ_06.

Il potenziometro PZ_06 sembra indicare un legame stabile tra la temperatura e l'andamento dello spostamento della lesione, il quale non sembra essere influenzato dalla temperatura (figura 25).

Note generali ai risultati ottenuti

Il periodo di osservazione risulta essere troppo breve per esprimere un giudizio definitivo sui meccanismi che le lesioni vanno ad individuare e per poter offrire indicazioni sul comportamento strutturale dell'edificio, in quanto è necessario disporre di un ciclo annuale completo per pronunciarsi in tali senso. Perciò non possono essere fatte valutazioni di carattere strutturale in questa fase del monitoraggio. Tuttavia si può stabilire il grado di affidabilità dei dati, anche attraverso un confronto con quelli ottenuti da altri siti monitorati nella città di Verona (come quello dell'Arena), dove si nota che l'ordine di grandezza delle misurazioni ottenute è pressoché lo stesso, indicando quindi che il sistema acquisisce dati significati ai fini delle future analisi.

7.4.4 Analisi dei dati dinamici di tipo *fast*

Nel paragrafo è descritto uno studio sui parametri modali della Torre del Mastio, nel quale sono stati installati gli accelerometri al fine di procedere con il monitoraggio dinamico dello stesso. Si ricorda come i parametri modali forniscano indicazioni relativamente al comportamento strutturale degli edifici ed eventuali variazioni di tali parametri nel tempo influenzano la risposta dinamica della struttura, nel dettaglio, l'abbassarsi delle frequenze proprie, la modifica delle forme modali e la variazione dello smorzamento sono sintomi della presenza di fenomeni di danno all'interno della struttura. Va considerato che anche la variazione di temperatura e umidità induce variazione sui parametri modali, anche di entità superiore degli stessi parametri attesi in caso di presenza di danneggiamento strutturale. Perciò il monitoraggio dei suddetti parametri permette di valutare la loro variazione sotto gli effetti ambientali potendo così meglio definire l'effettivo stato di danno della struttura.

L'analisi dei file *fast* permetterà di rilevare come variano le frequenze modali del Mastio nel tempo in funzione dei parametri ambientali, non essendosi registrate alterazioni strutturali di sorta nella stessa struttura.

Si annota la difficoltà nella stima delle frequenze dei modi di vibrare superiori al terzo (a tal proposito si ricorda che la fase di identificazione dinamica sono stati utilizzati sedici accelerometri, mentre il sistema di monitoraggio installato permanentemente ne prevede solo quattro), inoltre per i primi due mesi di funzionamento del sistema di sono stati dei problemi nella raccolta dei dati che non ha permesso di eseguire elaborazioni su di essi. Quindi, per la ridotta quantità di dati disponibili, non sono possibili osservazioni sul comportamento strutturale quanto, piuttosto, una valutazione sulla bontà dei dati raccolti e sul funzionamento del sistema di monitoraggio dinamico. Ai fini di questa valutazione sono state estrapolate le frequenze proprie degli stessi cinque modi di vibrare ricavati dall'identificazione dinamica, i dati ricavati mostrano una sostanziale corrispondenza tra le frequenze estratte, indice quindi di una buona affidabilità del sistema. Il ridotto *range* di temperature durante il quale è stata la fase di elaborazione dati non permette di esprimere giudizi su come gli effetti ambientali influiscano sul comportamento strutturale (solitamente la temperatura rigida causa un aumento delle frequenze, viceversa le alte temperatura causano una loro diminuzione).

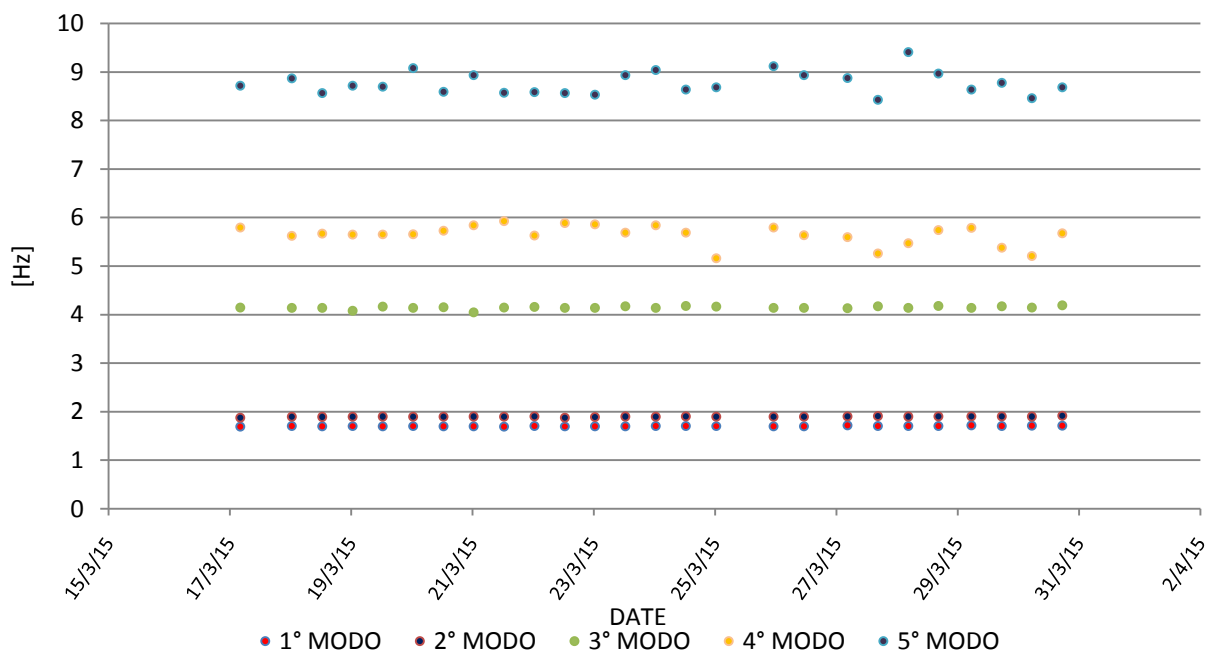


Figura 26 - Grafico dell'andamento delle frequenze modali.

Dal grafico (figura 26) emerge visivamente la difficoltà nell'estrapolazione delle forme modali superiori alla terza, infatti mentre per le prime tre i valori delle frequenze ricavati dai picchi della trasformata di Fourier sono pressoché gli stessi, per il quarto e quinto modo la loro determinazione assume un certo margine di incertezza dovuto alla poca chiarezza della suddetta trasformata (*figura trasformata*).

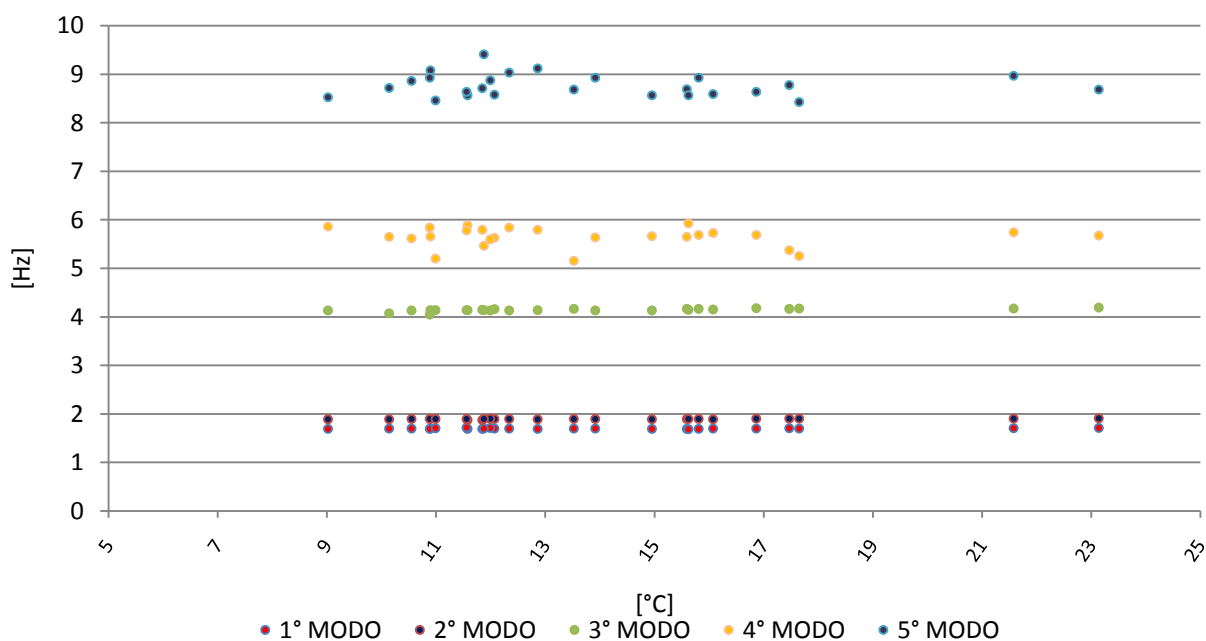


Figura 27 - Grafico delle frequenze modali in relazione alla temperatura.

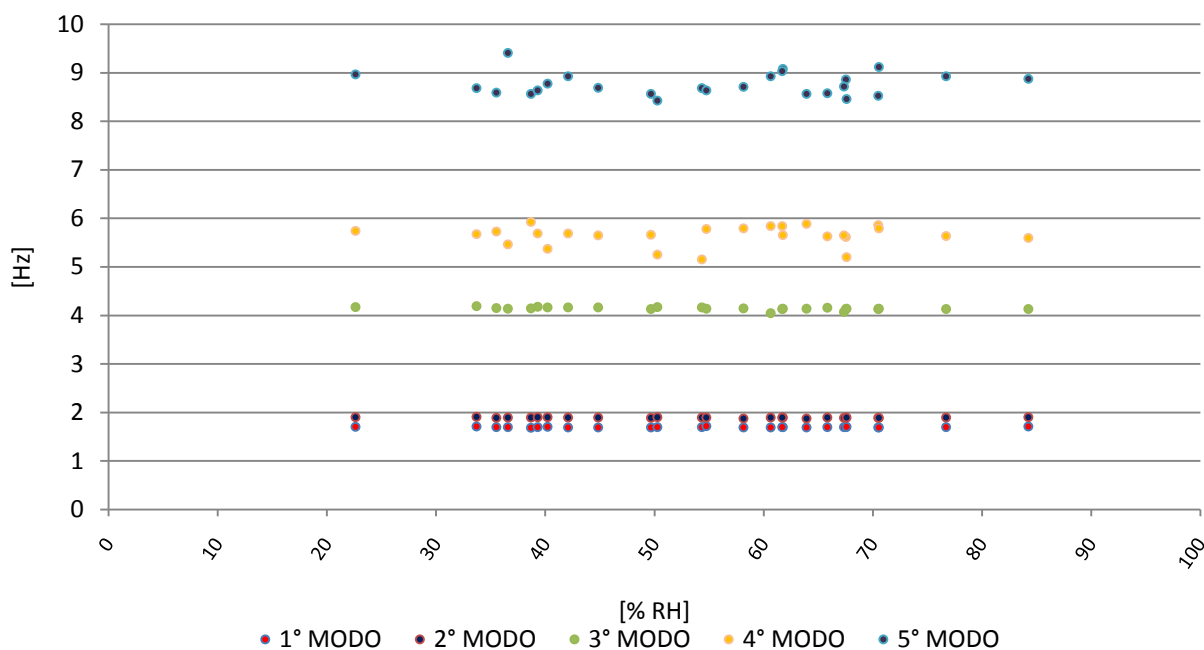


Figura 28 - Grafico delle frequenze modali in relazione all'umidità relativa.

Le relazioni tra le frequenze modali e temperatura - umidità relativa (figura 27 e figura 28), in questa fase del monitoraggio sono ancora poco chiare, per via della ridotta quantità di dati raccolti. Tuttavia attraverso una valutazione sui valori estremi della temperatura, si nota che le frequenze estratte con la temperatura minima di 9°C (per il primo modo: 1,697 Hz, per il secondo modo: 1,891 Hz, per il terzo modo: 4,139 Hz) risultano essere più basse di quelle ricavate con la temperatura più elevata di 23°C (per il primo modo: 1,715 Hz, per il secondo modo: 1,916 Hz, per il terzo modo: 4,194 Hz), come ci si attendeva da relazioni teoriche. Nei prossimi mesi si dovrà, quindi, valutare l'effettivo legame tra temperatura e frequenze modali al variare dei cicli ambientali di temperatura e umidità al fine di capire l'influenza dei parametri ambientali sulla struttura per poterli distinguere da eventuali stati di danno che potrebbero insorgere sulla struttura.

Per quanto riguarda la stima dello smorzamento ottenuta (figura 29), questa tende a seguire un andamento ciclico di variazione legato, come per le frequenze, alle variazioni stagionali della temperatura. Il comportamento ideale della variazione degli smorzamenti, infatti, dovrebbe rispettare l'andamento delle temperature, ma la poca coerenza ottenuta nell'analisi è da attribuirsi ad una stima poco accurata che il metodo EFDD, implementato in *ArteMis Extractor 4.0*, permette (figura 29), oltre alla scarsa quantità di dati disponibili.

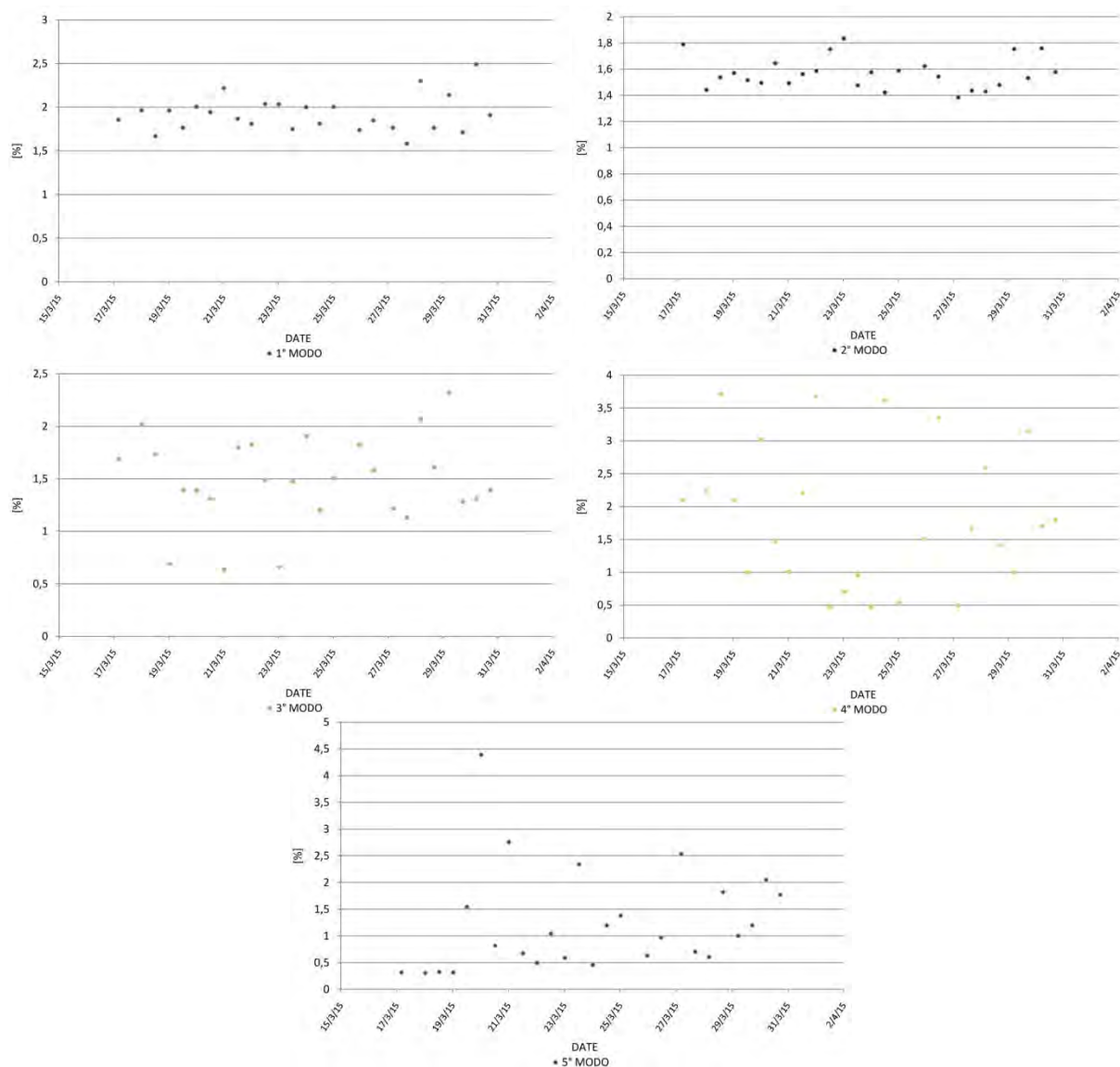


Figura 29 - Stima dei coefficienti di smorzamento per i primi cinque modi di vibrare.

8 Modellazione

Strutturale

8.1 Introduzione

In questo capitolo si descrive la parte di modellazione numerica e di analisi strutturale della torre del Mastio di Castelvecchio. Sulla base delle prove di identificazione dinamica è stato svolto un processo di calibrazione e validazione del modello agli elementi finiti della struttura in esame (*model updating*), con i quali è stato poi fatto un confronto tra i valori sperimentali e quelli ottenuti dalle analisi numeriche.

Il programma di calcolo strutturale ad elementi finiti impiegato per l'implementazione delle analisi è *Straus7*.

I modelli elastici, precedentemente calibrati sulle frequenze sperimentali ottenute dalle prove dinamiche in sito, sono stati impiegati per un'analisi modale della struttura. In seguito è stata sviluppata un'analisi parametrica di sensitività, variando le proprietà meccaniche dei materiali.

8.2 Costruzione del modello FE

Per la modellazione di strutture in muratura risulta preferibile una modellazione mediante l'impiego di elementi tridimensionali, nel caso di specie si è deciso adottare una modellazione attraverso l'utilizzo di elementi bidimensionali (*plate/shell*) a tre o a quattro nodi. Tale semplificazione è dovuta alla complessità strutturale dell'edificio, inoltre, considerando che la maggior parte degli elementi strutturali (setti murari) hanno due dimensioni prevalenti, tale schematizzazione risulta essere adeguata per l'edificio analizzato.

Per la modellazione della struttura si è partiti costruendo un modello in ambiente CAD della reggia e della torre del mastio realizzato con elementi polilinea che vanno a definire delle regioni chiuse, le quali sono state poste su *layer* diversi in relazione alle caratteristiche del materiale e dello spessore della parete che vanno ad individuare.

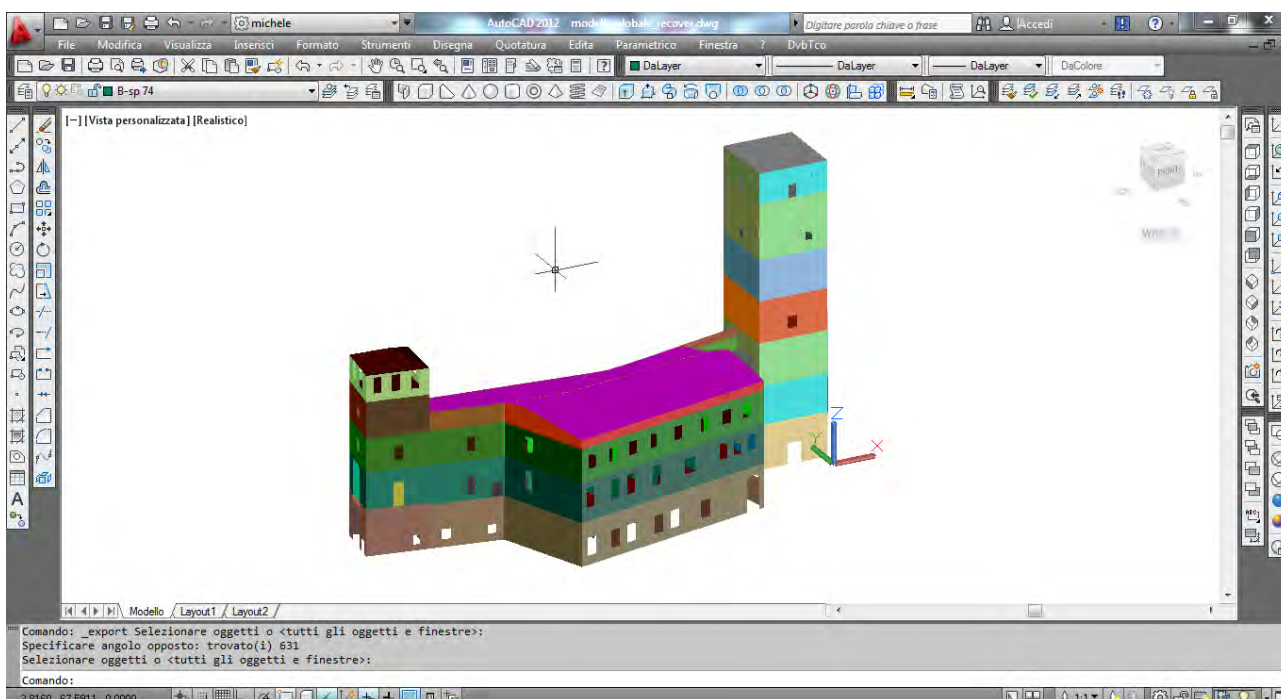


Figura 1 -Modello costruito con il programma AutoCAD 2012.

Tale modello è stato in seguito esportato dall'ambiente CAD in formato *.iges*, il che permette di importare il modello nel programma agli elementi finiti *Straus 7*. Si è proceduto eseguendo una pulizia della geometria del modello importato per poi poter applicare una *mesh* agli elementi *plate*, successivamente, sono state applicate le proprietà agli elementi e sono stati definiti i vincoli al suolo e con le altre porzioni dell'aggregato.

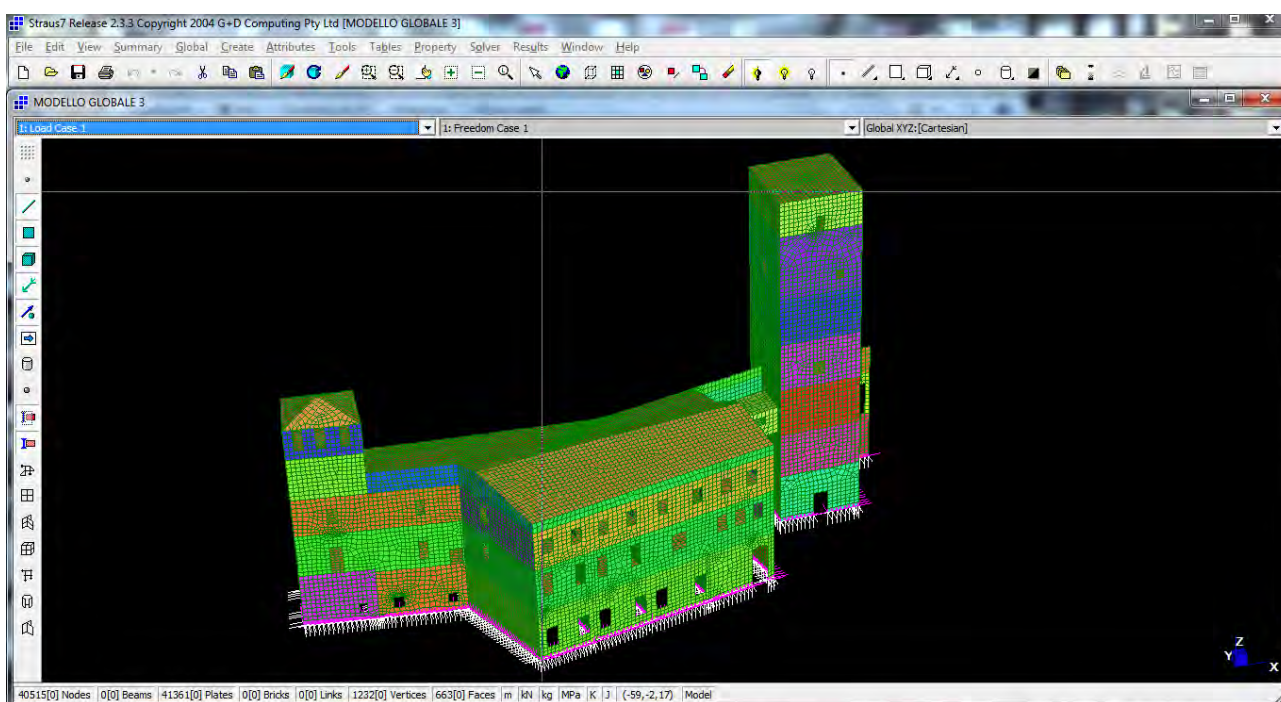


Figura 2 - Modello importato in Straus 7.

Di seguito sono elencate le principali approssimazioni di carattere generale introdotte nella geometria del modello:

1. si è trascurata la presenza di strutture interrato (tre vani interrati presenti nella reggia);
2. gli elementi plate sono stati posizionati in corrispondenza dell'asse baricentrico della muratura;
3. non sono stati schematizzati dissesti locali delle strutture o variazioni circoscritte delle proprietà dei materiali che le costituiscono;
4. è stata adottata una schematizzazione di tipo lineare elastico della legge costitutiva dei materiali, in relazione a quanto consentito dal programma di calcolo utilizzato (*Straus 7*), nell'ambito dell'analisi dinamica modale (*Natural Frequency Analysis*).

Nella costruzione del modello sono state adottate alcune ipotesi semplificative adottate per il materiale muratura, in particolare si è considerata la muratura un materiale continuo, omogeneo ed isotropo. Un'ulteriore semplificazione, insita nel concetto di omogeneizzazione, consiste nel fatto che questa non tiene conto anche della variazione puntuale delle proprietà della muratura, riscontrabile nelle murature storiche a causa di ammaloramento, degrado, vuoti, fessurazioni: tali aspetti sono riassunti in un unico valore che governa il comportamento del macroelemento.

Al fine di procedere con l'identificazione dinamica si è proceduti analizzando il modello della sola Torre del Mastio, questo ha permesso di ridurre gli oneri computazionali, inoltre, poiché l'identificazione è stata eseguita per la sola torre, i risultati dell'analisi saranno maggiormente vicini alla realtà.

Relativamente alle condizioni di vincolo, sono state adottate nel modello le seguenti tipologie di vincoli (figura 3):

1. Vincoli di incastro rigido alla base, a simulare il contatto al suolo della struttura;
2. Molle di rigidezza finita ai lati, con queste ultime posizionate nella medesima direzione del setto della Reggia e della Caserma che esse rappresentano, caratterizzate da una rigidezza proporzionale alle proprietà geometriche del muro stesso.

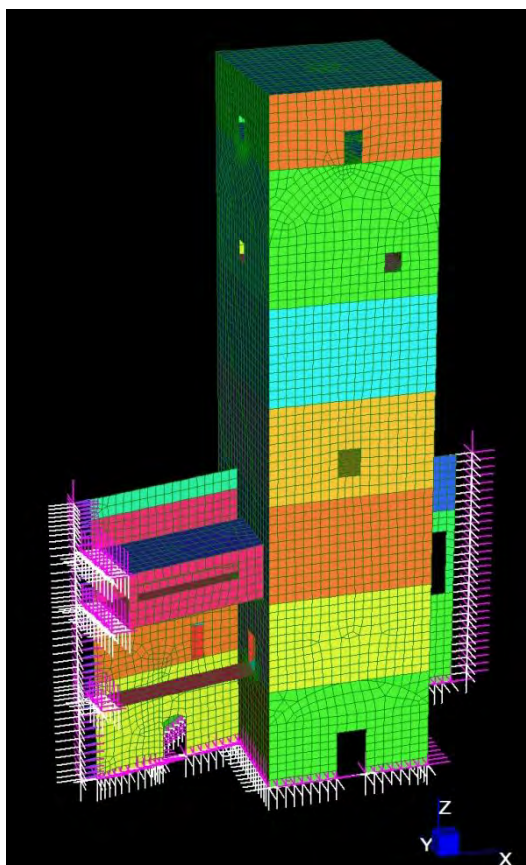


Figura 3 - Immagine del modello analizzato con la presenza dei vincoli adottati.

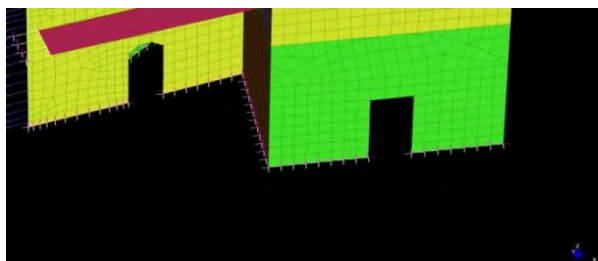


Figura 4 - Dettaglio sui vincoli di incastro rigido.

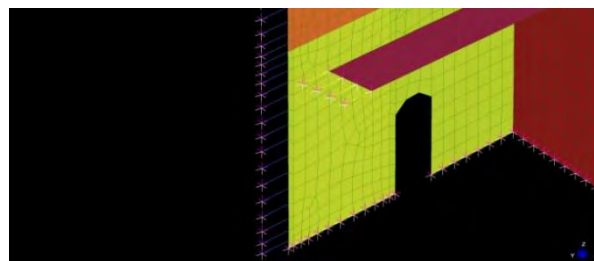


Figura 5 - Dettaglio sui vincoli cedevoli.

Il modello della Torre del Mastio è costituito da 12760 nodi, da 12983 elementi bidimensionali di tipo *plate/shell* e da 64 elementi monodimensionali di tipo *beam* che non rappresentano parti strutturali ma schematizzano i vincoli cedevoli adottati. Vincoli rigidi di incastro sono stati posizionati a terra, mentre sono stati usati vincoli a rigidezza finita per le parti a contatto con la Reggia (figura 5). La scelta di vincoli cedevoli per i vincoli laterali è dovuta al tipo di connessione tra il Mastio e la Reggia, infatti le costruzioni non sono coeve per cui è presumibile supporre che non ci sia una stretta collaborazione tra le pareti a contatto.

La *mesh* è caratterizzata da elementi *plate* a 4 nodi, con un lato di dimensioni pari a 0,5 m x 0,5 m, con un buon indice di rapporto lato maggiore su lato minore: la prevalenza di valori tendenti ad

uno testimonia, infatti, la bontà della suddivisione del modello continuo in elementi discretizzati sufficientemente regolari.

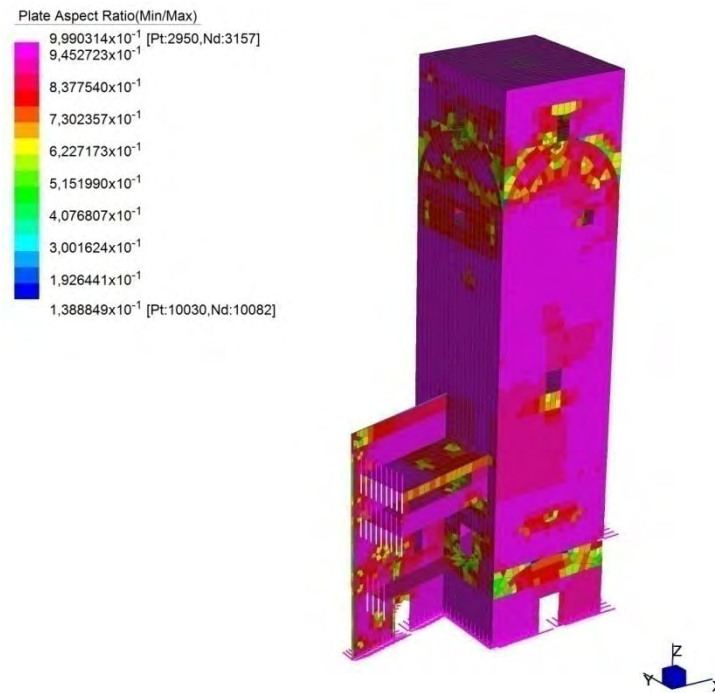


Figura 6 - Nell'immagine viene mostrata la regolarità della mesh, infatti nella discretizzazione effettuata la maggior parte degli elementi della mesh presenta valori tendenti a uno (indicando una buona regolarità), come lecito attendersi in prossimità delle volte la mesh presenta delle irregolarità che tuttavia sono circoscritte nello spazio e non influiscono nei calcoli svolti ai fini dell'identificazione dinamica.

8.2.1 Condizioni di vincolo esterne

Per rappresentare le pareti della reggia e della caserma che si accostano rispettivamente alle pareti ovest ed est della torre del Mastio, sono stati inseriti nel modello FEM dei vincoli esterni cedevoli nei punti di incidenza tra le pareti del Mastio e le pareti addossate, questi vincoli impediscono gli spostamenti nella direzione di maggiore inerzia delle suddette pareti in funzione della rigidità a loro assegnata, sono rappresentati nel modello da elementi *beam*, ai quali si sono applicate proprietà di tipo *spring/damper* (molle), uniformemente distribuiti lungo l'altezza. Si è calcolata la rigidità nel piano delle pareti addossate considerandole pareti con comportamento a mensola:

$$k = \left(\frac{h^3}{3 E J} + \frac{\chi h}{G A} \right)^{-1}$$

Sono state individuate quattro tipologie di molle inserite nei punti indicati nella figura 7 come schematizzazione della rigidità assiale delle pareti che vanno a sostituire.

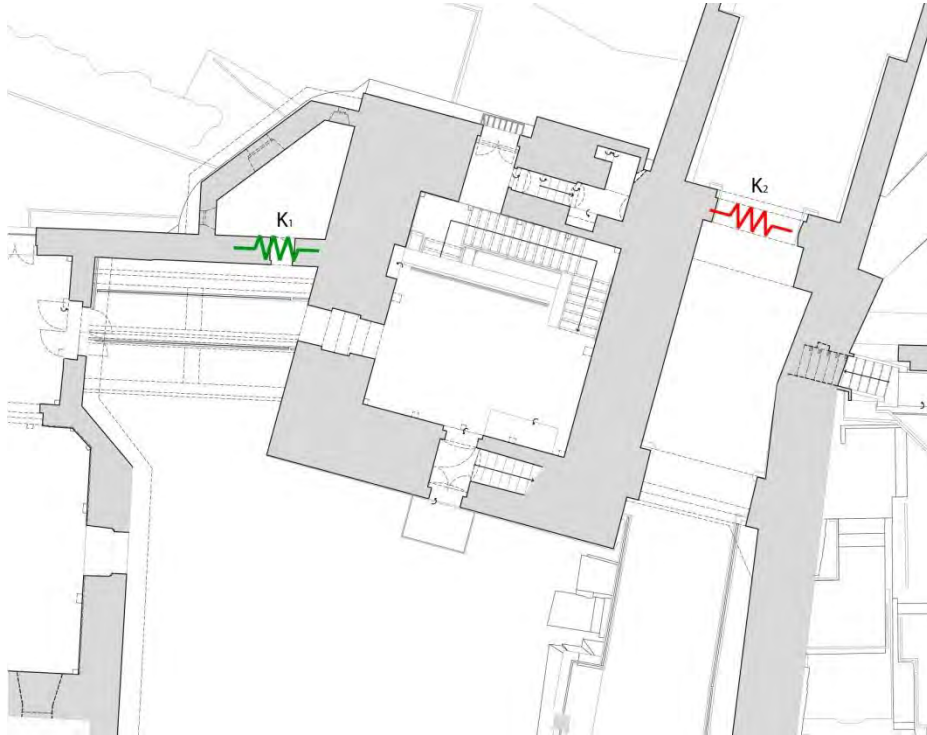


Figura 7 - Disposizione dei vincoli cedevoli (molle) adottati nel modello FE.

Nella seguente tabella 1 sono indicate le rigidità adottate nella modellazione per le differenti tipologie di molle che vanno a semplificare il comportamento della parete ovest della reggia, della parete est della caserma napoleonica, delle due passerelle presenti tra torre del mastio e reggia.

Rigidità degli spring / damper adottati nel modello			
parete	Rigidità globale della parete [KN/m]	Numero di nodi presenti nel modello FEM	Rigidità applicata ad ogni nodo [KN/m]
Parete Reggia	$1,608 \cdot 10^9$	34	$4,7320 \cdot 10^7$
Parete Caserma	$7,086 \cdot 10^8$	30	$2,3620 \cdot 10^7$

Tabella 1 - Valori delle rigidità delle molle inserite nel modello FE.

8.3 Analisi parametrica di sensitività

Per effettuare la calibrazione del modello attraverso il confronto con le frequenze sperimentali, si è proceduto con uno studio di tipo parametrico al fine di valutare l'influenza che hanno la variazione di alcune proprietà meccaniche dei materiali e delle caratteristiche geometriche della struttura sul comportamento globale della struttura e sui modi propri di vibrare. Tale studio è definito analisi di sensitività e permette all'analista di capire come le risposte della struttura sono influenzate da modifiche alle variabili di progetto. Nel caso in esame le variabili considerate riguardano:

1. Modulo elastico E della muratura;
2. Densità della muratura;
3. Spessore dei solai al fine di aumentarne la massa;
4. Tipologia di orizzontamenti adottati;
5. Condizioni di vincolo con le strutture adiacenti.

1 Variazione del modulo elastico E

In questa fase dell'analisi sono stati bloccati tutti i parametri ed è stato fatto variare solo il modulo di elasticità E della muratura. Per quanto riguarda la densità della muratura è stata considerata quella di progetto pari a 1800 Kg/m^3 , per le condizioni di vincolo sono stati adottati i valori di progetto precedentemente calcolati. Nelle tabelle sottostanti (tabelle 2, 3, 4, 5, 6) vengono riportati i valori delle frequenze a seguito della variazione di E per quel che riguarda i primi cinque modi di vibrare.

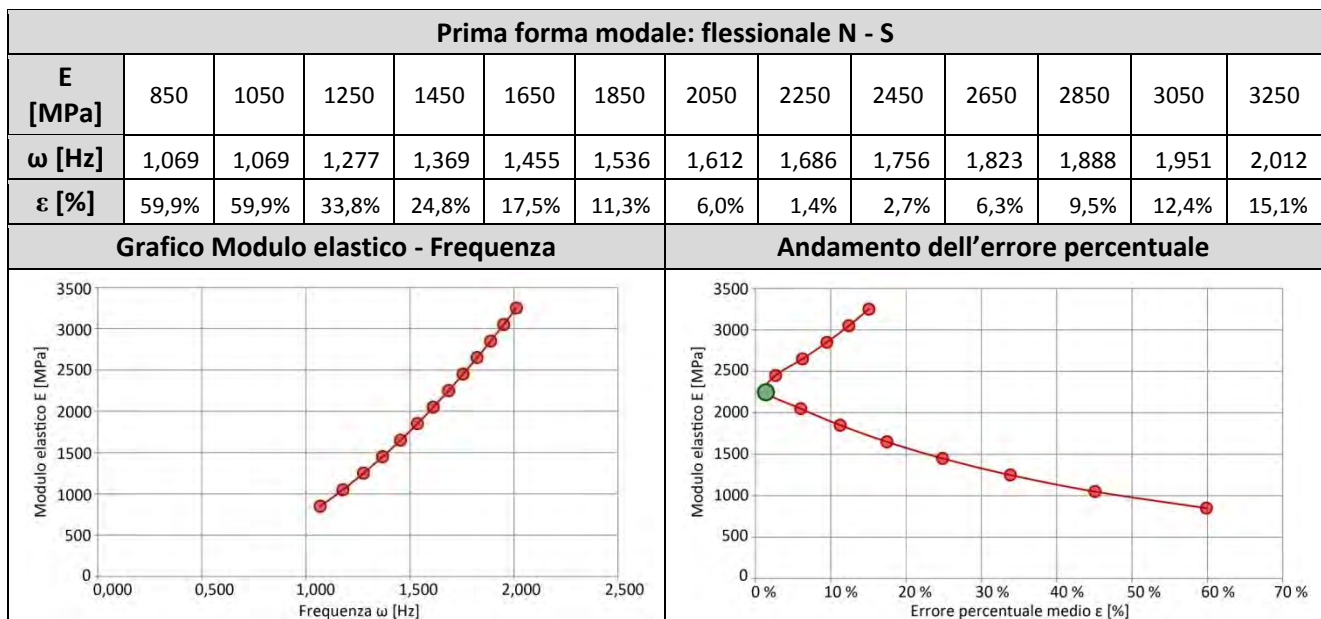


Tabella 2 - Analisi sensitività E , prima forma modale.

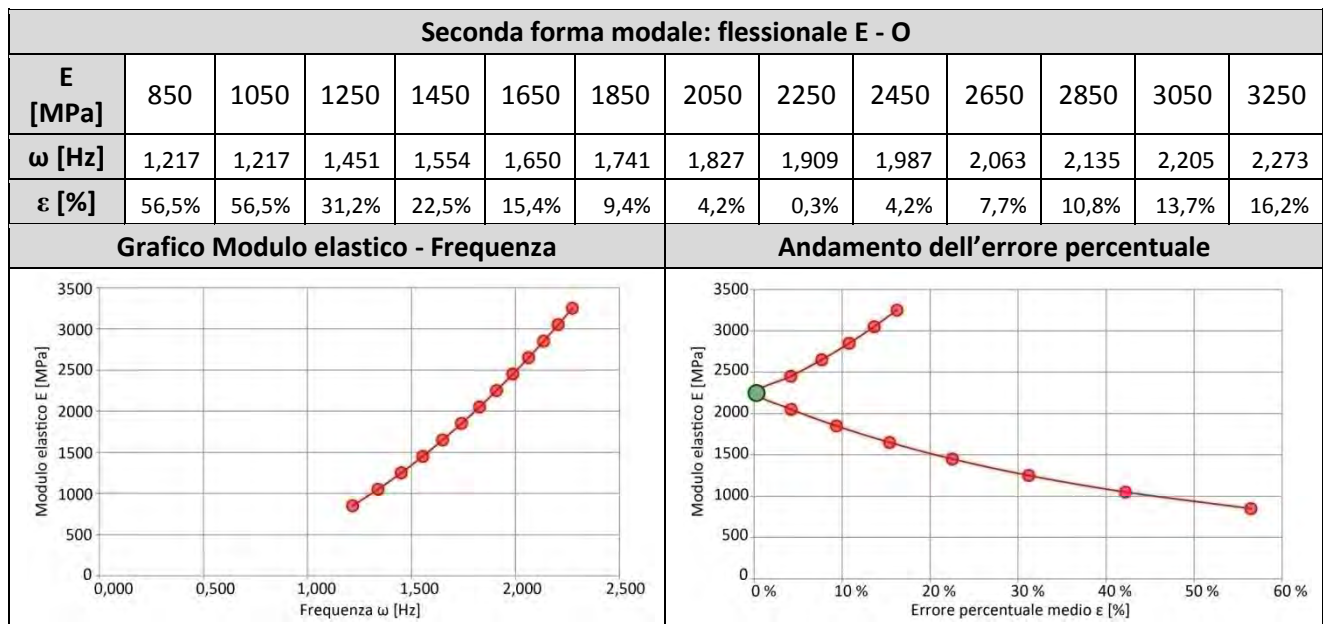


Tabella 3 - Analisi sensitività E, seconda forma modale.

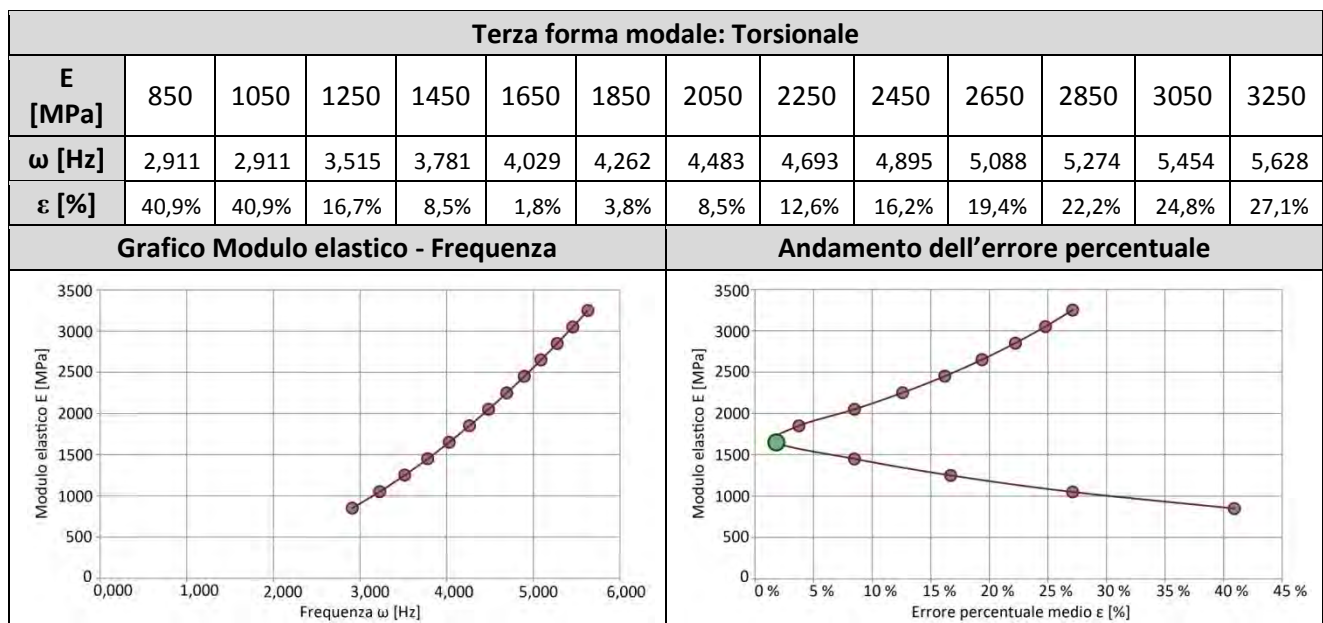


Tabella 4 - - Analisi sensitività E, terza forma modale.

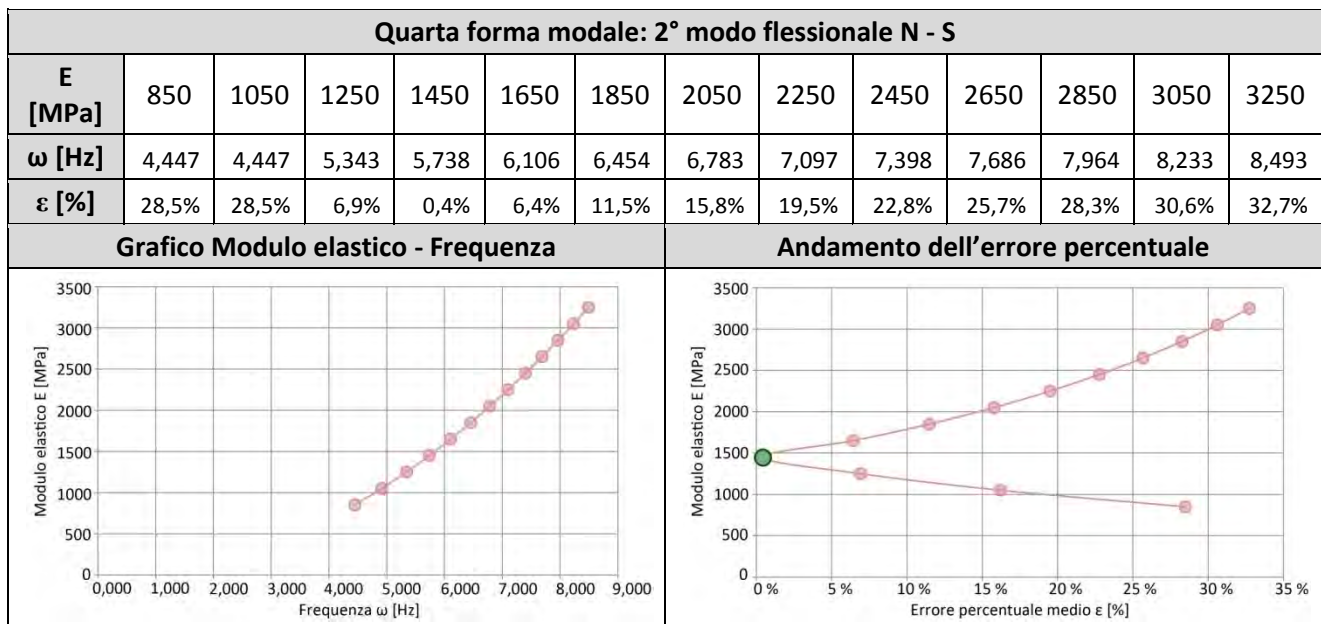


Tabella 5 - Analisi sensitività E, quarta forma modale.

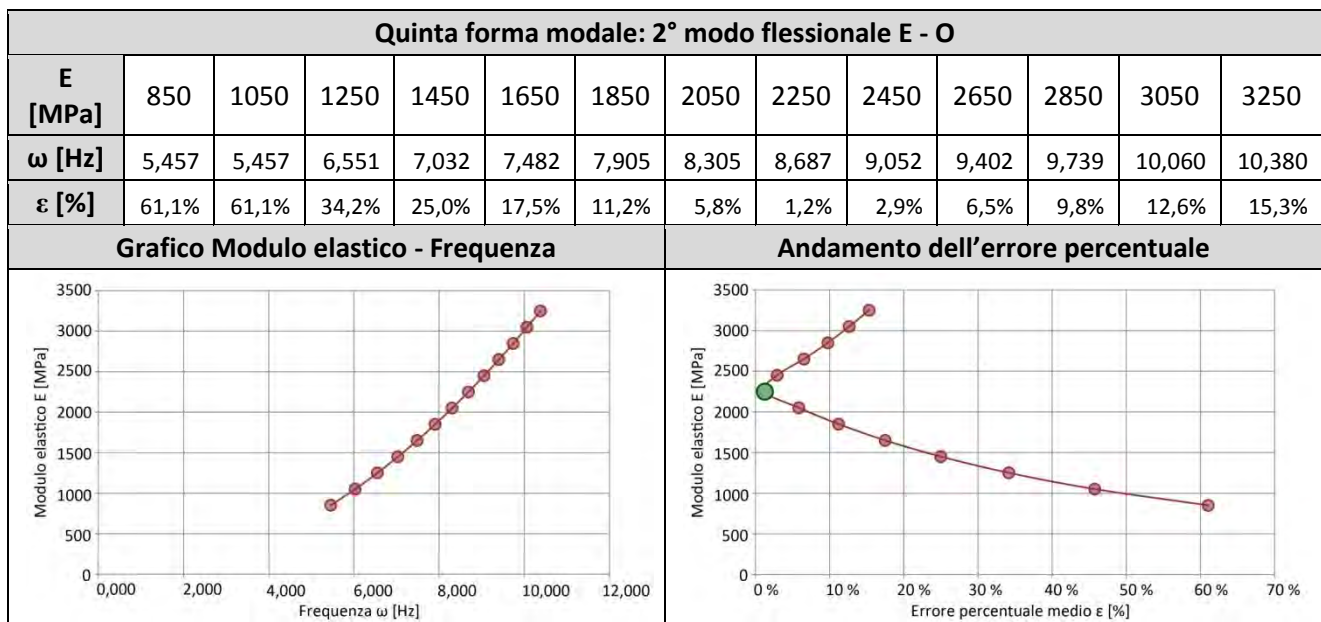


Tabella 6 - Analisi sensitività E, quinta forma modale.

Risultati:

- all'aumentare del modulo elastico E della muratura, le frequenze aumentano per ogni modo di vibrare, con particolare influenza sui modi di ordine superiore come i flessionali di secondo ordine;
- al diminuire del modulo di elasticità E, l'errore medio aumenta più velocemente rispetto a quanto avviene per valori elevati di E, ad eccezione della terza forma modale;

- il valore che rende minima la media degli errori vale 2050 MPa, tale valore è maggiore del valore di partenza adottato per normativa (1200 MPa) ma comunque inferiore al massimo che può essere assunto (2400 MPa);
- assumendo il valore di modulo elastico pari a 2050 MPa, il modo che maggiormente si discosta da questa assunzione è il quarto per il quale il valore del modulo elastico che ne diminuisce l'errore risulta essere 1450 MPa.

Sulla base di questi risultati si è proceduti con l'analisi di sensitività assumendo il valore di modulo elastico per la muratura pari a $E = 2050$ MPa.

2 Variazione della densità della muratura

In questa fase dell'analisi sono stati bloccati tutti i parametri ed è stato fatta variare la sola densità ρ della muratura. Il modulo elastico adottato in questa fase risulta pari a 2050 MPa, come l'analisi precedentemente svolta suggeriva, per via del più basso errore percentuale medio che questo valore ha permesso di ottenere. Nelle tabelle sottostanti (tabelle 7, 8, 9, 10, 11) vengono riportati i valori delle frequenze a seguito della variazione di ρ per quel che riguarda i primi cinque modi di vibrare.

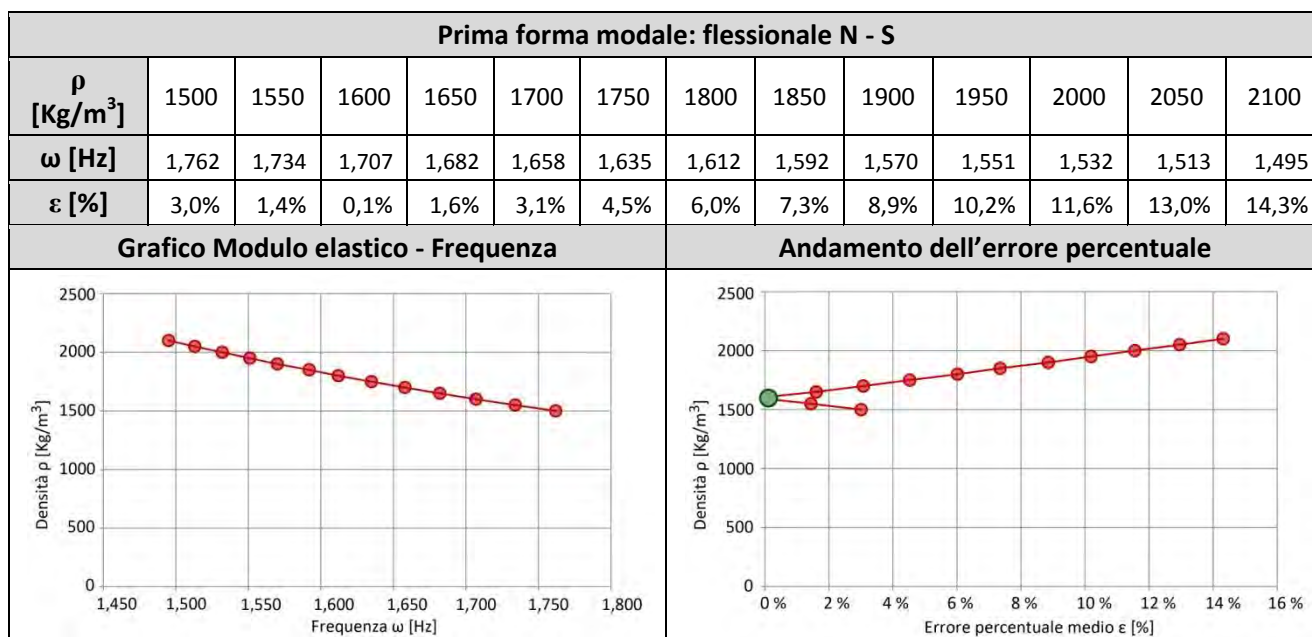


Tabella 7 - Analisi sensitività ρ , prima forma modale.

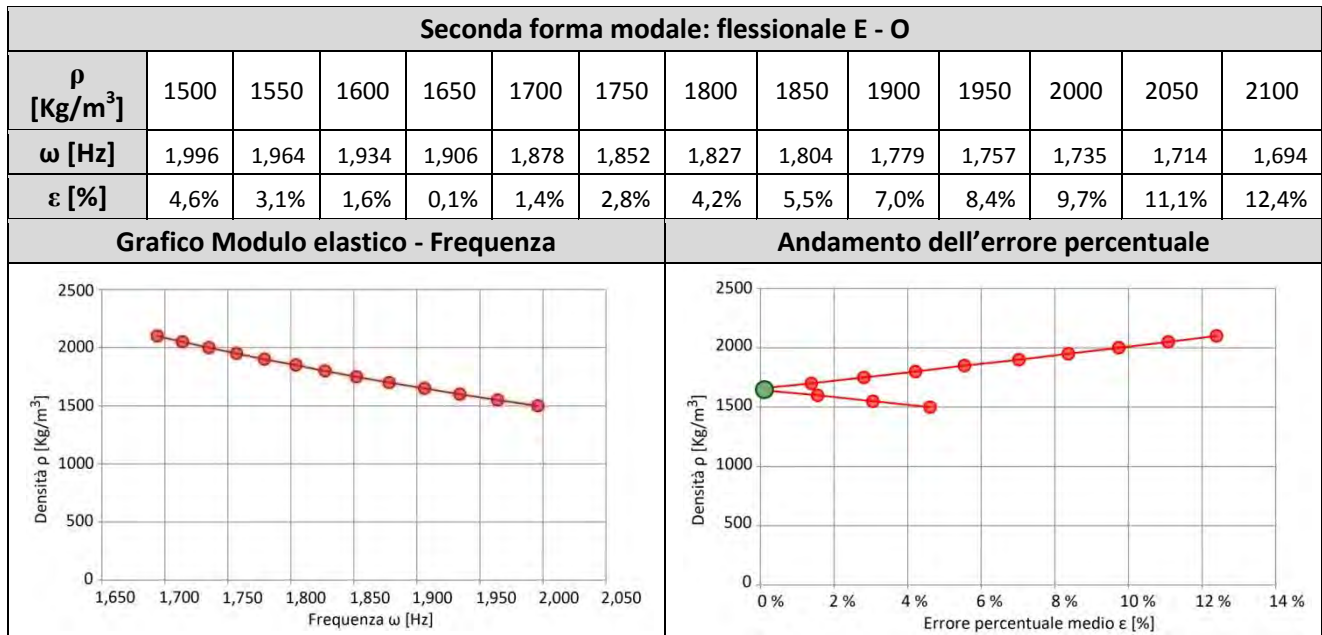


Tabella 8 - Analisi sensitività ρ , seconda forma modale.

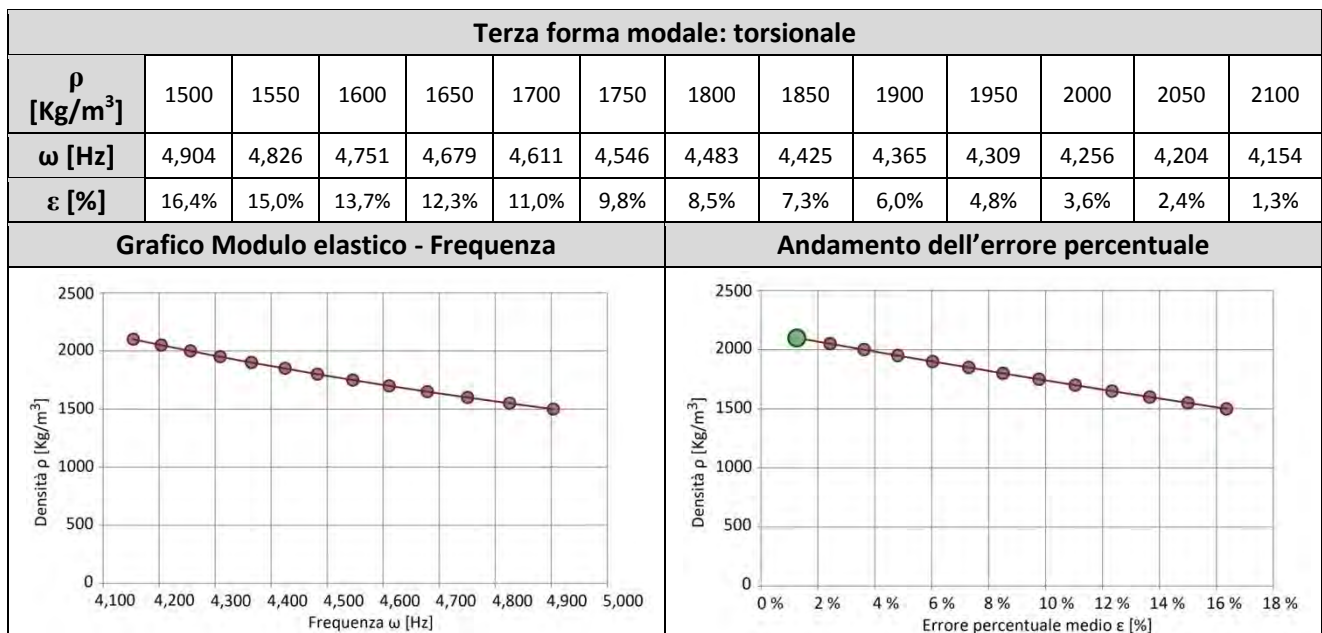
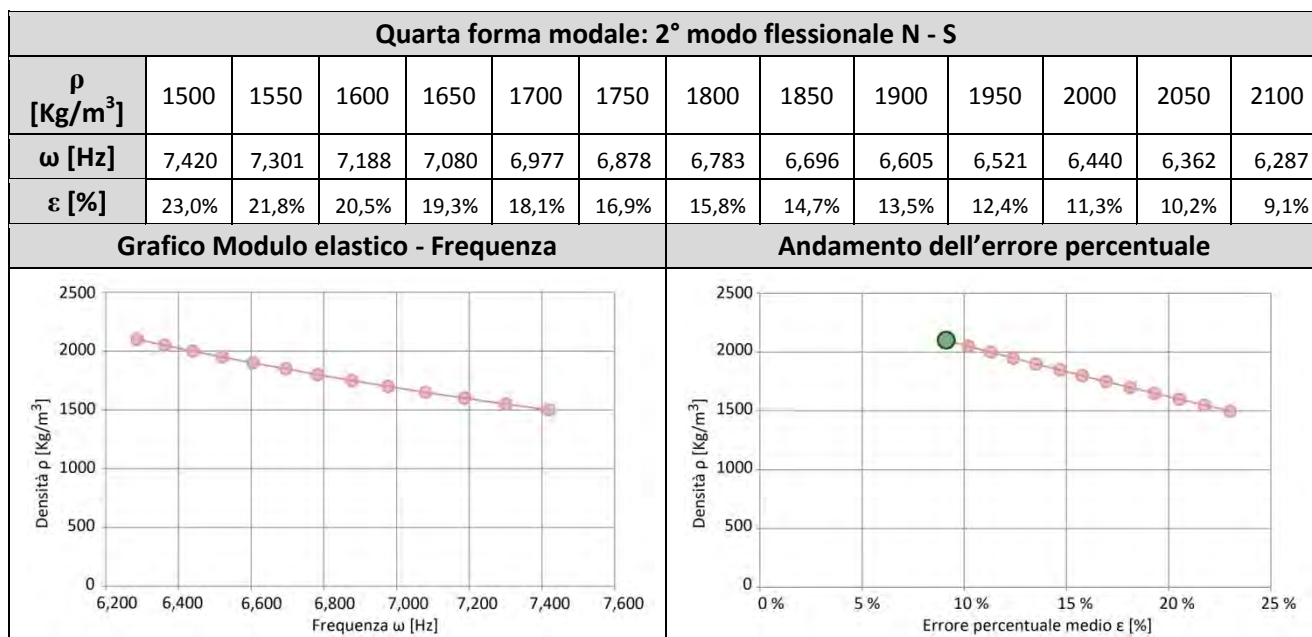
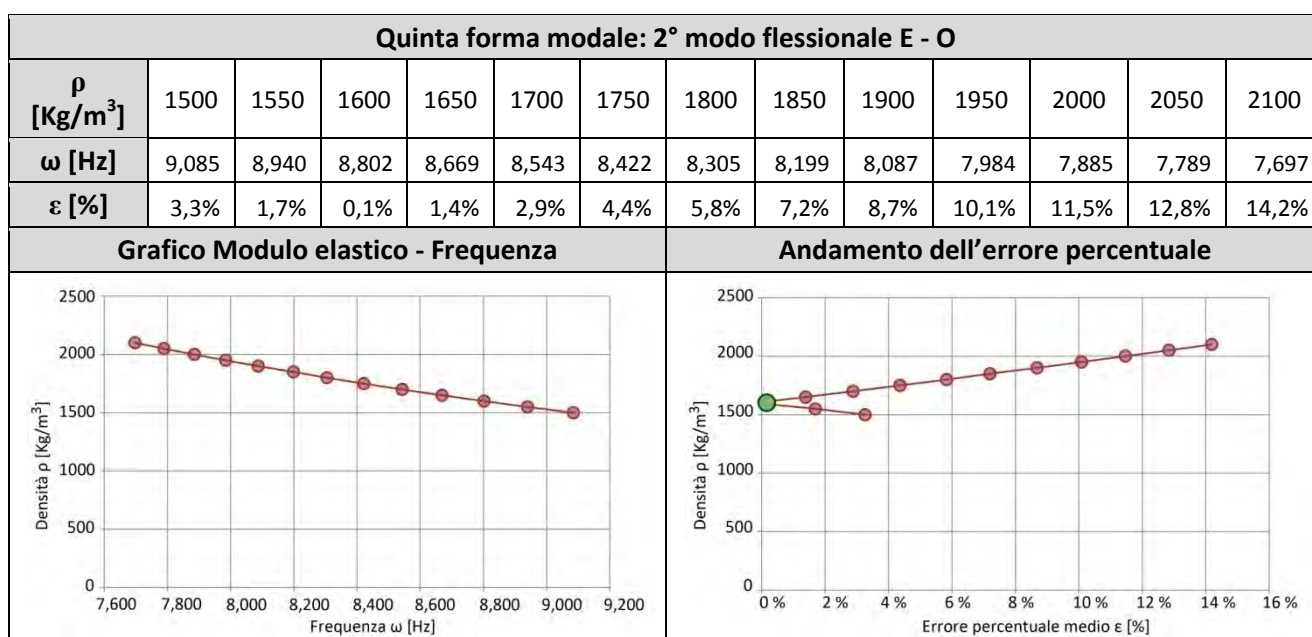


Tabella 9 - Analisi sensitività ρ , terza forma modale.

Tabella 10 - Analisi sensitività ρ , quarta forma modale.Tabella 11 - Analisi sensitività ρ , quinta forma modale.

Risultati:

- al diminuire della densità ρ della muratura, le frequenze aumentano per ogni modo di vibrare, con particolare influenza sui modi di ordine superiore come i flessionali di secondo ordine;
- per la prima, la seconda e la quinta forma modale all'aumentare della densità ρ , l'errore medio aumenta leggermente più velocemente rispetto a quanto avviene per valori ridotti

di densità ρ ; mentre per la terza e la quarta forma modale si trovano gli errori più bassi in corrispondenza della densità più elevata;

- il valore che rende minima la media degli errori vale 1750 Kg/m^3 , il valore è inferiore a quello indicato dalla circolare per le “*murature in mattoni e malta di calce*”, ma tale assunzione risulta plausibile per via della presenza della scala interna alla torre che costituisce un vuoto nella struttura non considerato nella modellazione della stessa;
- assumendo il valore di densità ρ pari a 1750 Kg/m^3 , il modo che maggiormente si discosta da questa assunzione è il quarto.

Sulla base di questi risultati si è proceduti con l’analisi di sensitività assumendo il valore di densità della muratura pari a $\rho = 1750 \text{ Kg/m}^3$.

3 Variazione spessore solai

In questa fase dell’analisi sono stati bloccati tutti i parametri ed è stato fatto variare solo lo spessore dei solai con incrementi consecutivi pari a 10 cm. Nelle tabelle sottostanti (tabelle 12, 13, 14, 15, 16) vengono riportati i valori delle frequenze a seguito della variazione dello spessore per quel che riguarda i primi cinque modi di vibrare.

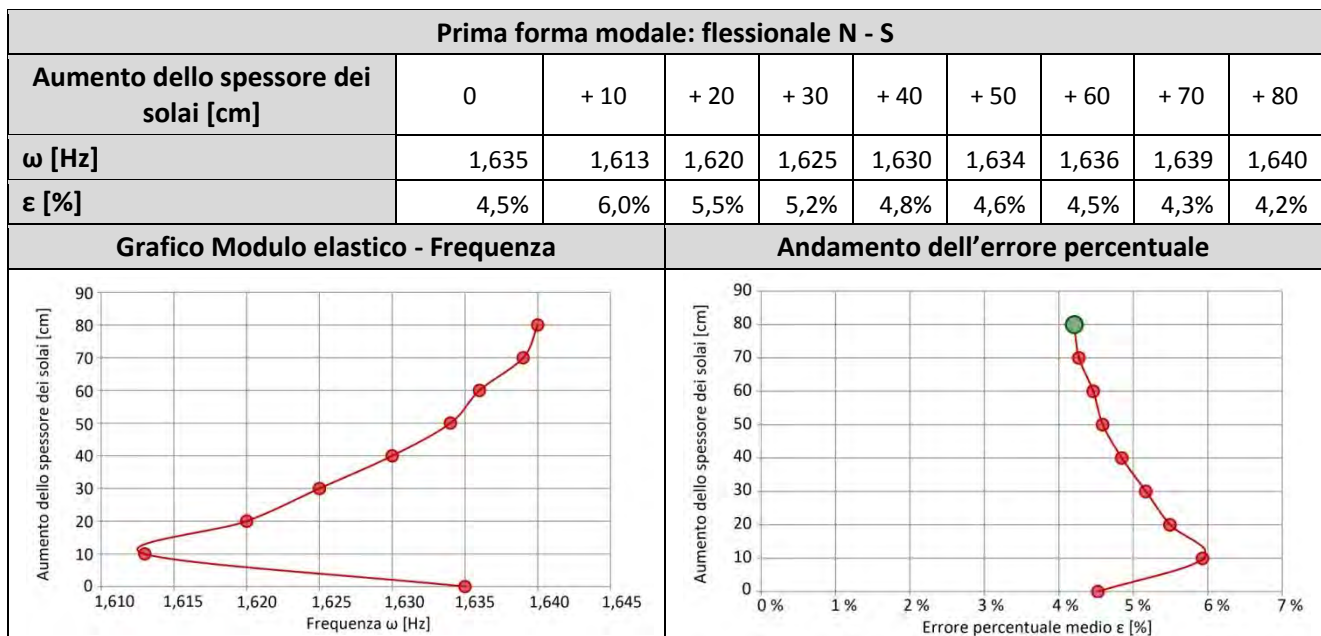


Tabella 12 - Analisi sensitività spessore dei solai, prima forma modale.

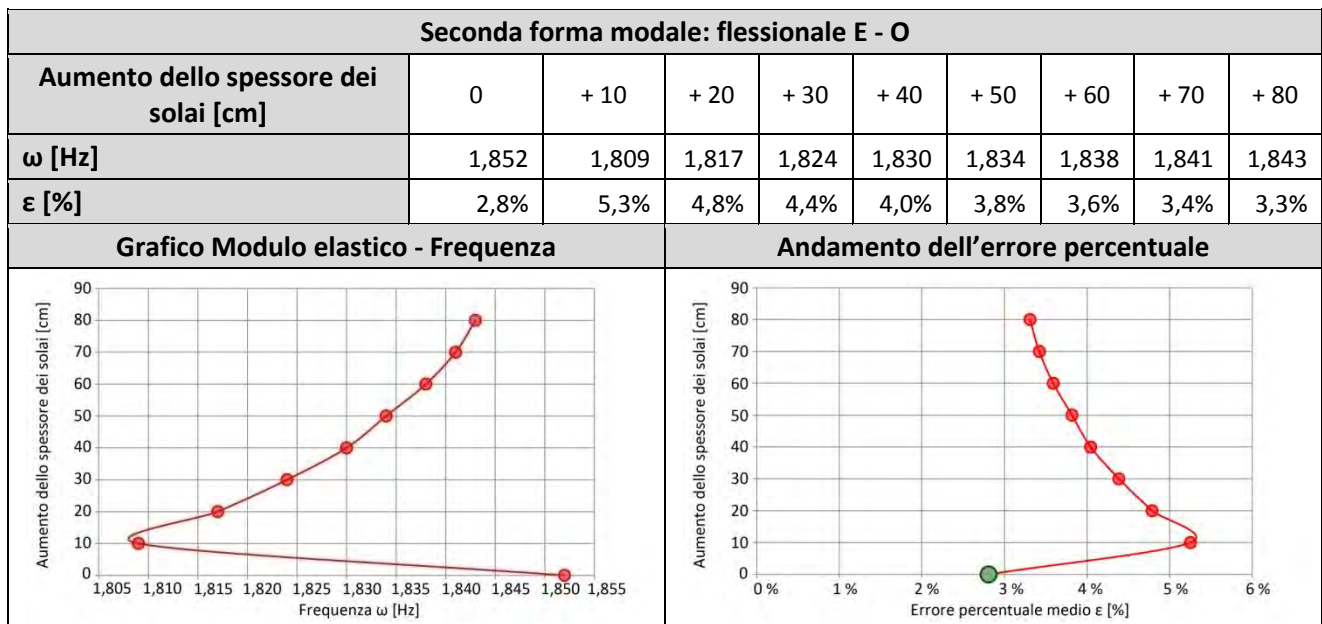


Tabella 13 - Analisi sensitività spessore dei solai, seconda forma modale.

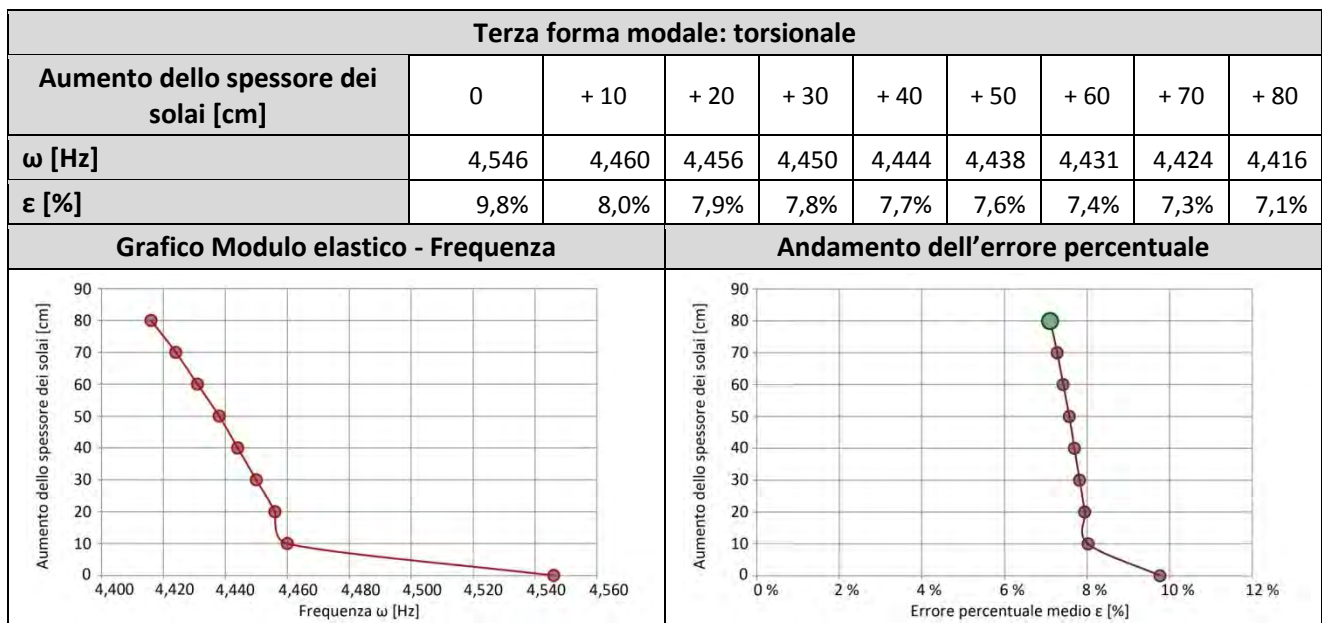


Tabella 14 - Analisi sensitività spessore dei solai, terza forma modale.

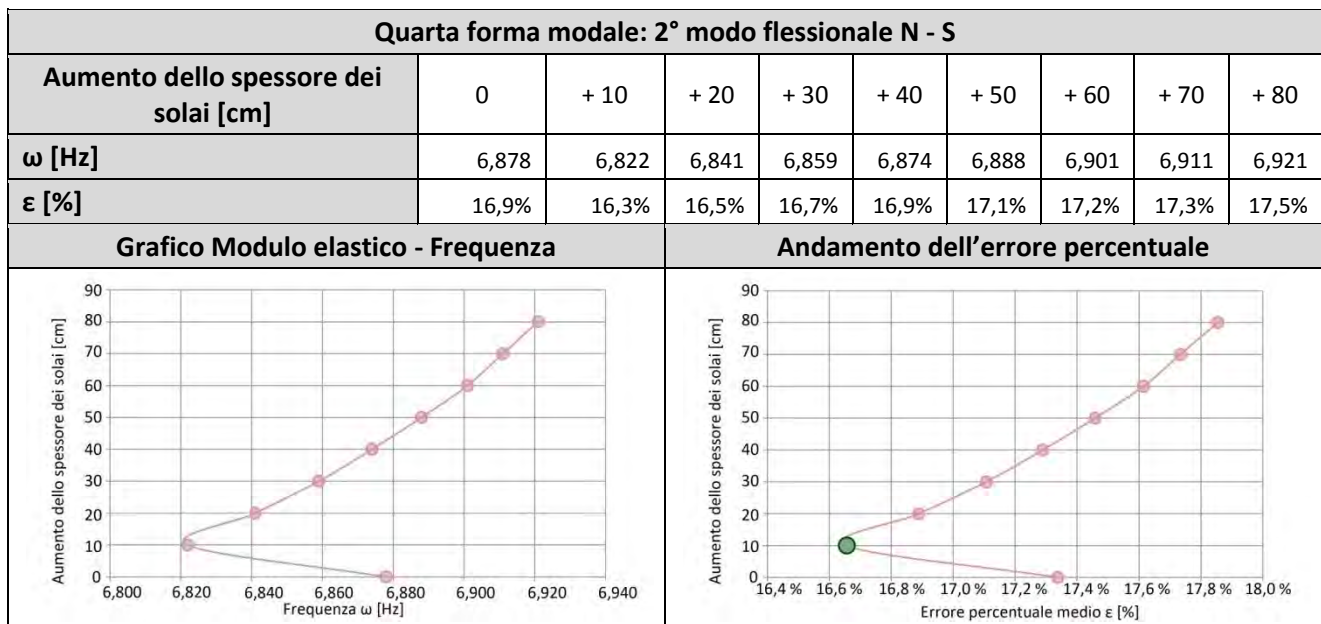


Tabella 15 - Analisi sensitività spessore dei solai, quarta forma modale.

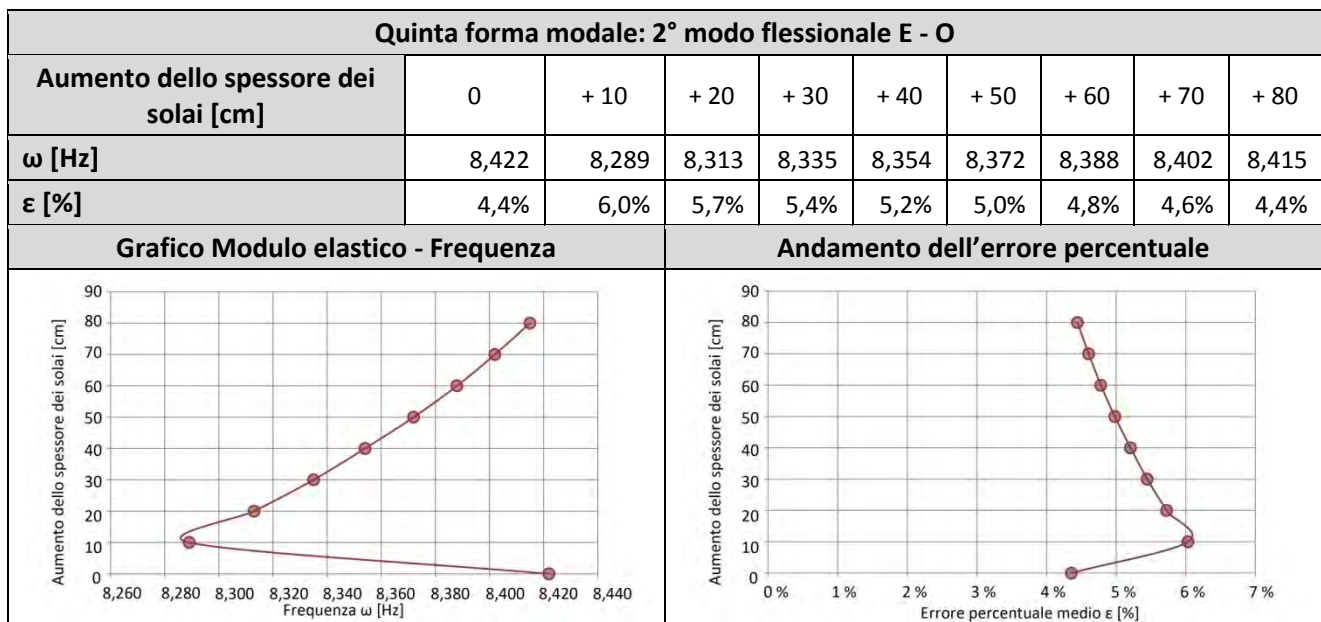


Tabella 16 - Analisi sensitività spessore dei solai, quinta forma modale.

Risultati:

- la seconda, la quarta e la quinta forma modale risultano avere il più basso errore in corrispondenza dello spessore di progetto dei solai; per la prima e la terza, invece, l'errore minore si trova aumentando lo spessore dei solai di 80cm;
- utilizzando spessori elevati dei solai si ottengono risultati con errori percentuali medi minori rispetto a quelli ottenuto utilizzando lo spessore reale del solaio. Tuttavia non è possibile adottare spessori elevati per via degli ovvi limiti nella configurazione geometrica

dei solai. La presenza di un errore medio minore per spessori elevati, quindi per masse maggiori, è giustificabile dal fatto che il modello FE non considera la presenza dei sovraccarichi presenti ai piani, i quali sono particolarmente incidenti soprattutto per gli ultimi due piani del mastio per la presenza di due depositi di materiale museale.

- va osservato che tale parametro risulta essere meno influente degli altri finora indagati, infatti la sua variazione ha portato ad un aumento o diminuzione dell'errore di lieve entità.

4 Tipologia degli orizzontamenti

Dopo le valutazioni eseguite sugli spessori dei solai, si è deciso di analizzare come la tipologia di orizzontamenti influenza il comportamento dinamico della struttura. Nel dettaglio sono state considerate tre conformazioni strutturali di orizzontamenti, ovvero: 1) orizzontamenti deformabili; 2) orizzontamenti rigidi; 3) assenza di orizzontamenti. Nello svolgere l'analisi sono state adottate le medesime caratteristiche meccaniche del materiale (modulo elastico $E = 2050 \text{ MPa}$ e densità $\rho = 1750 \text{ Kg/m}^3$) e le stesse condizioni geometriche di vincolo. Nelle tabelle sottostanti (tabelle 17, 18, 19, 20, 21) vengono riportati i valori delle frequenze a seguito della variazione delle tipologie strutturali di orizzontamenti per quel che riguarda i primi cinque modi di vibrare.

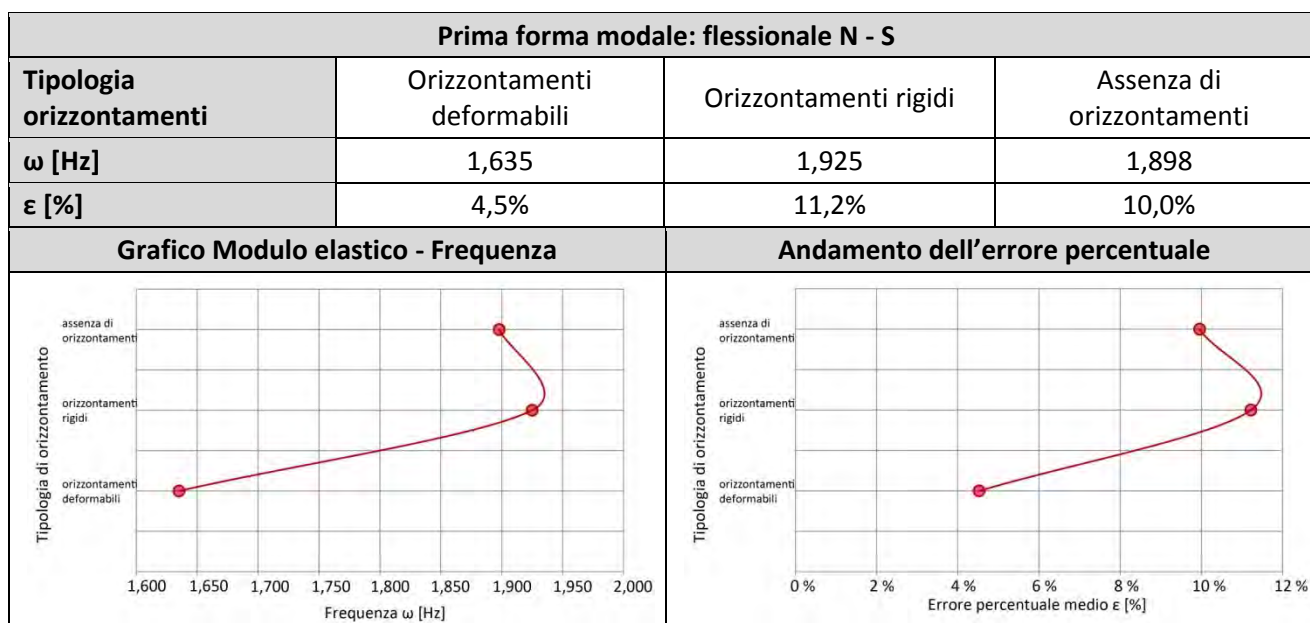


Tabella 17 - Analisi sensitività tipologia di orizzontamenti, prima forma modale.

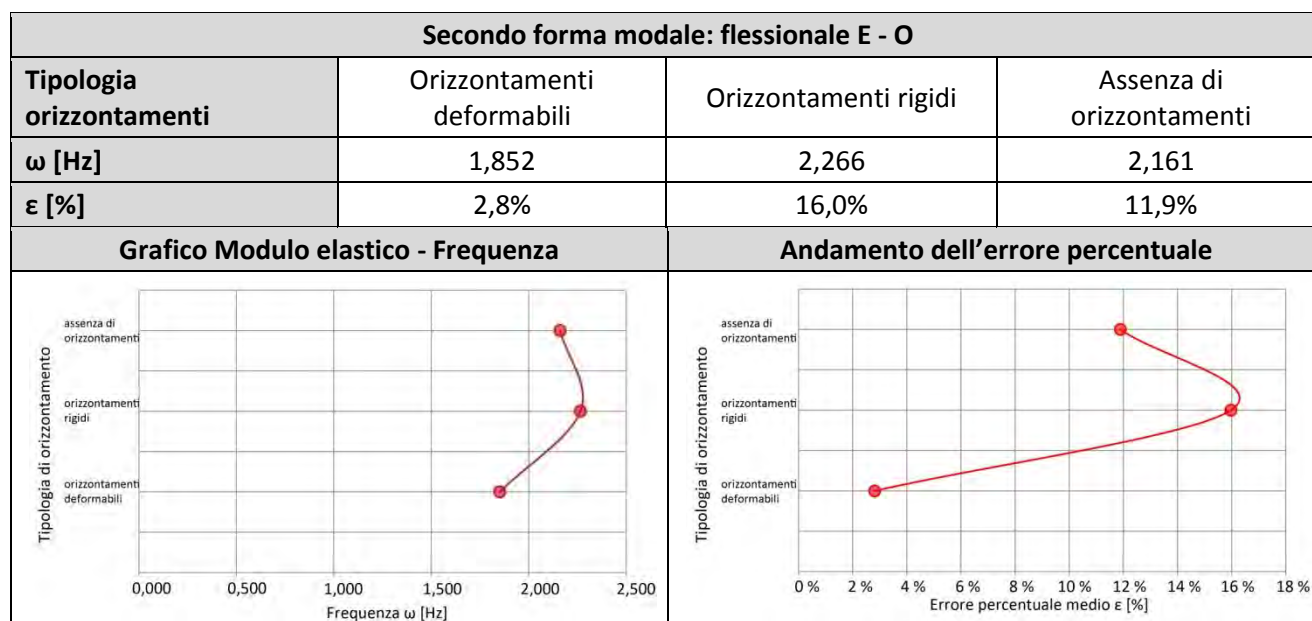


Tabella 18 - Analisi sensitività tipologia di orizzontamenti, seconda forma modale.

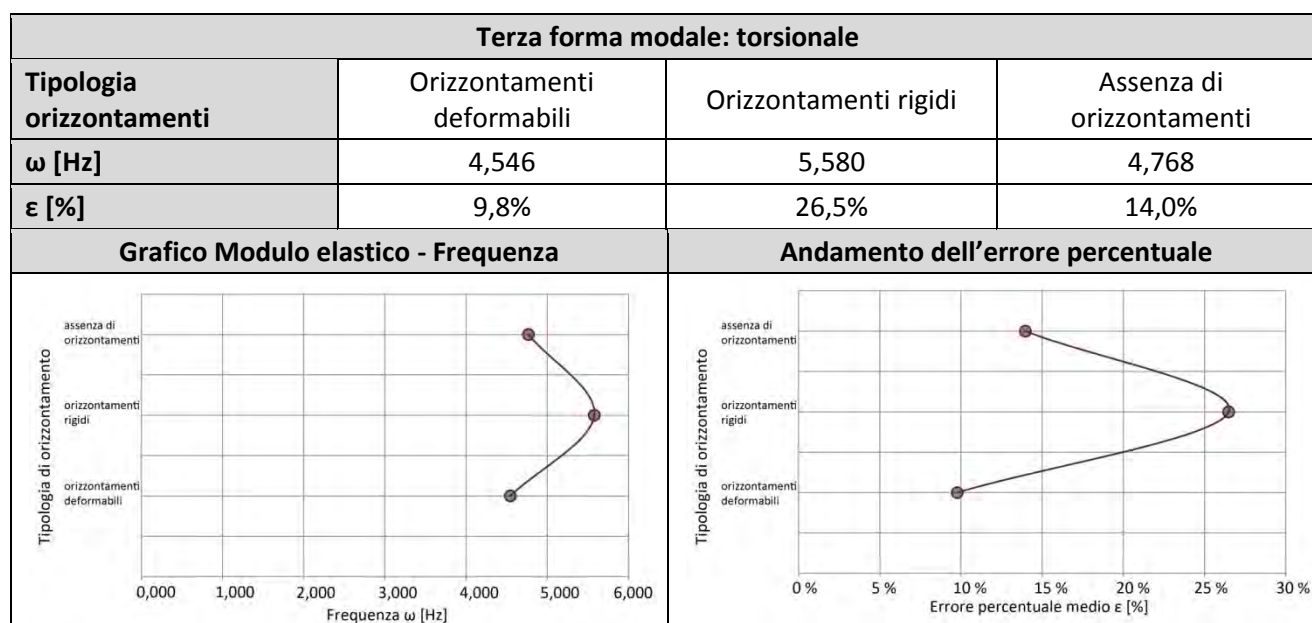


Tabella 19 - Analisi sensitività tipologia di orizzontamenti, terza forma modale.

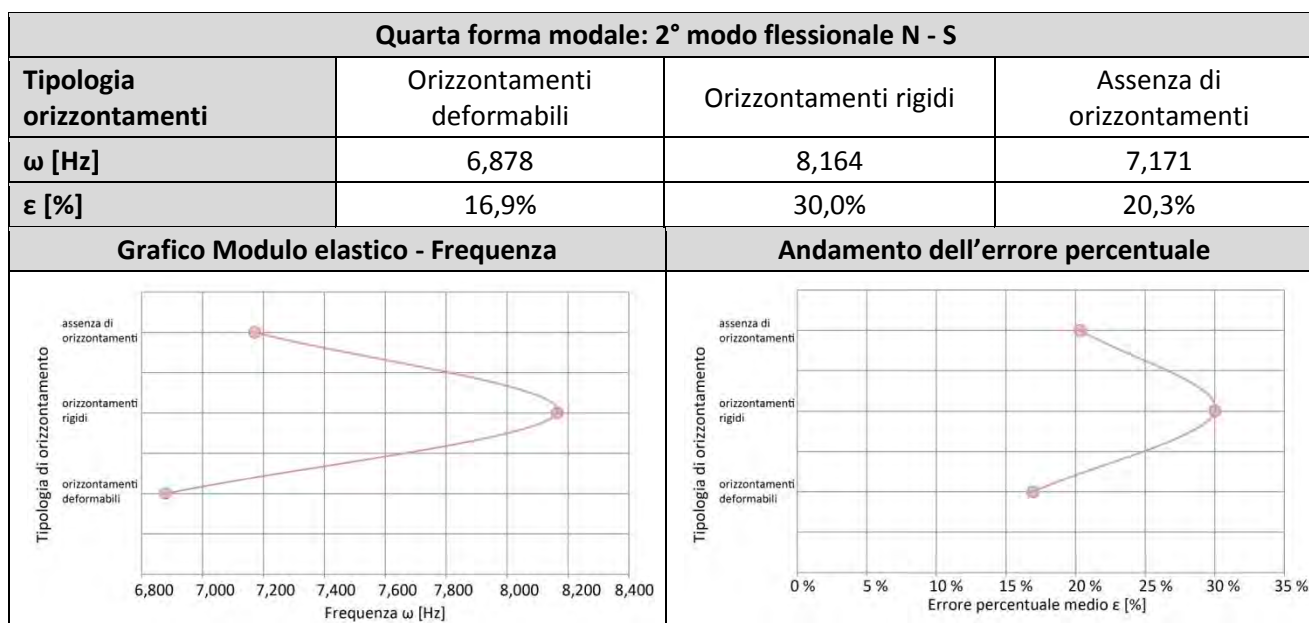


Tabella 20 - Analisi sensitività tipologia di orizzontamenti, quarta forma modale.

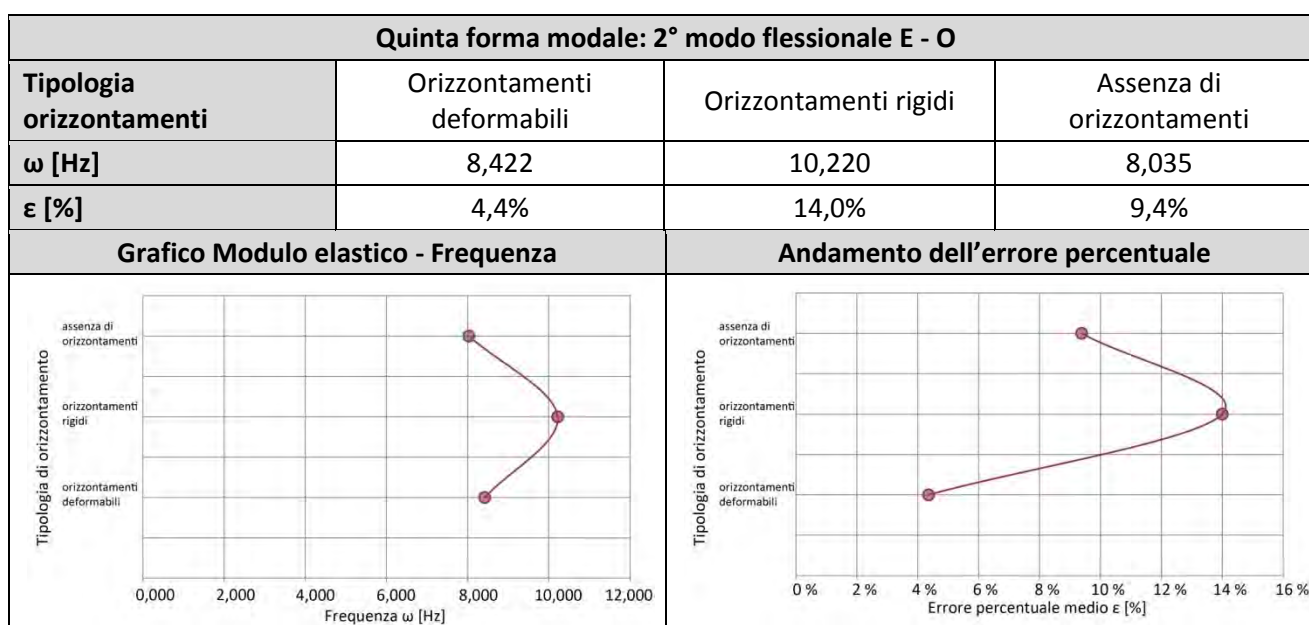


Tabella 21 - Analisi sensitività tipologia di orizzontamenti, quinta forma modale.

Risultati:

- per tutte le forme modali la conformazione di solaio che minimizza l'errore risulta essere quella con orizzontamenti deformabili;
- l'orizzontamenti rigido irrigidisce notevolmente la struttura portando ad un aumento delle frequenze, le quali, però, si allontanano troppo dalle frequenze sperimentali misurate.

5 Variazione rigidezza

In questa fase dell'analisi sono stati bloccati tutti i parametri ed è stato fatto variare solo la rigidezza che rappresenta il vincolo del Mastio con le mura delle costruzioni attigue al Mastio. Partendo dai valori di una rigidezza $K = 4,732 \cdot 10^7$ KN per la parete della Reggia e di una rigidezza $K = 2,362 \cdot 10^7$ KN per la parete della caserma, sono stati effettuati su tali valori dei decrementi e degli incrementi su base 10^2 . Nelle tabelle sottostanti (tabelle 22, 23, 24, 25, 26) vengono riportati i valori delle frequenze a seguito della variazione dello spessore per quel che riguarda i primi cinque modi di vibrare.

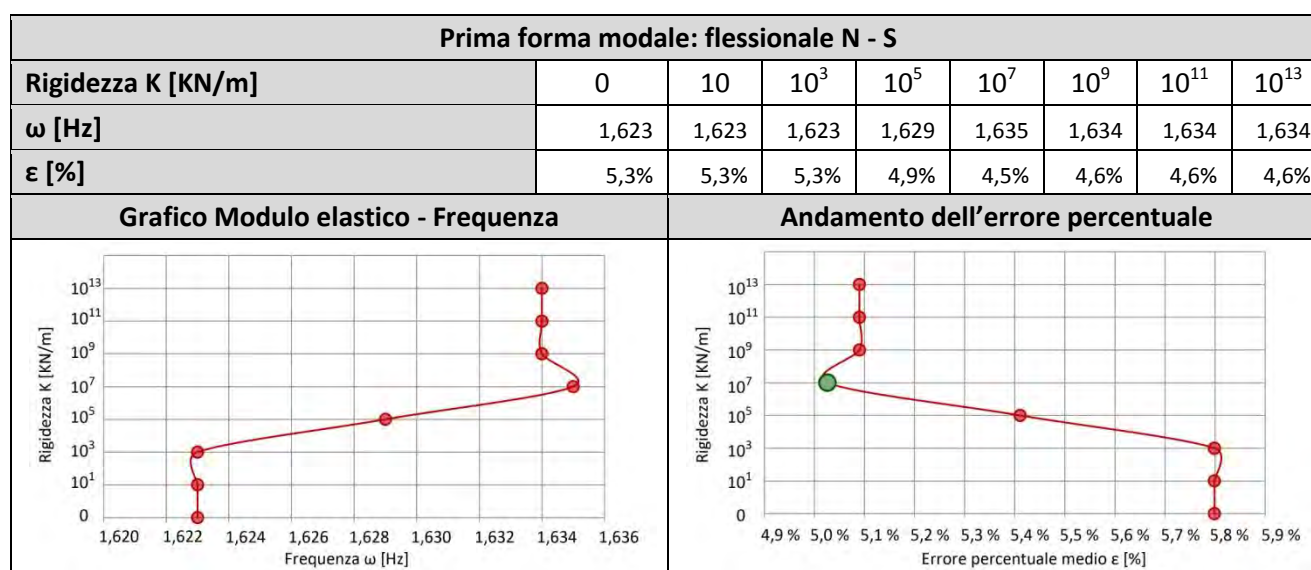


Tabella 22 - Analisi sensitività rigidezza dei vincoli, prima forma modale.

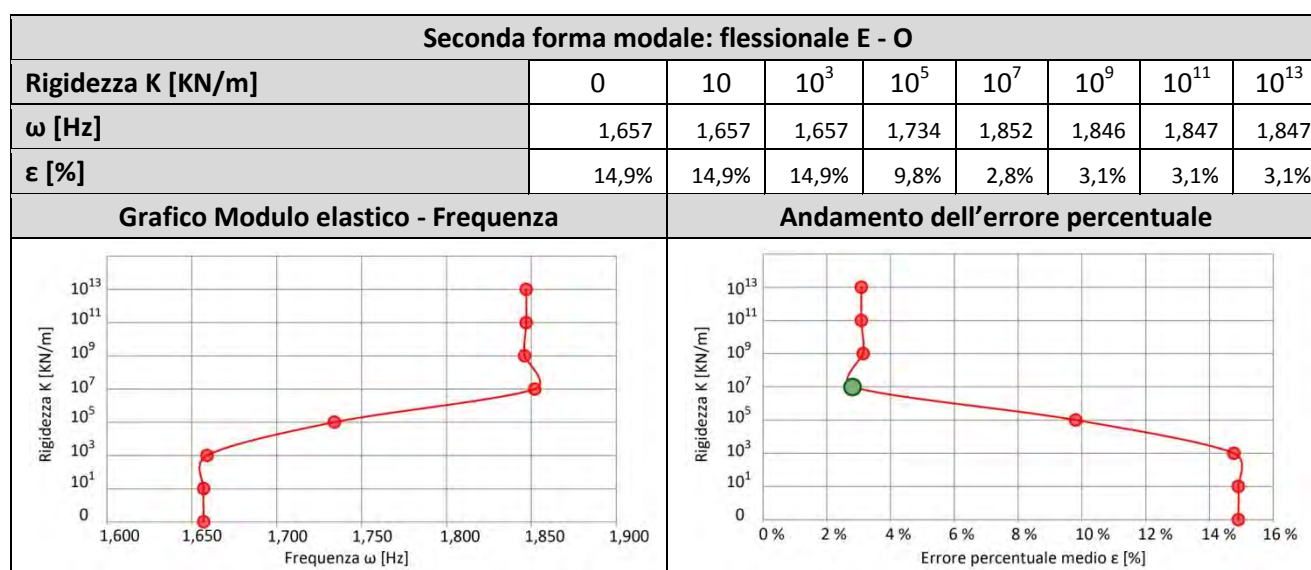


Tabella 23 - Analisi sensitività rigidezza dei vincoli, seconda forma modale.

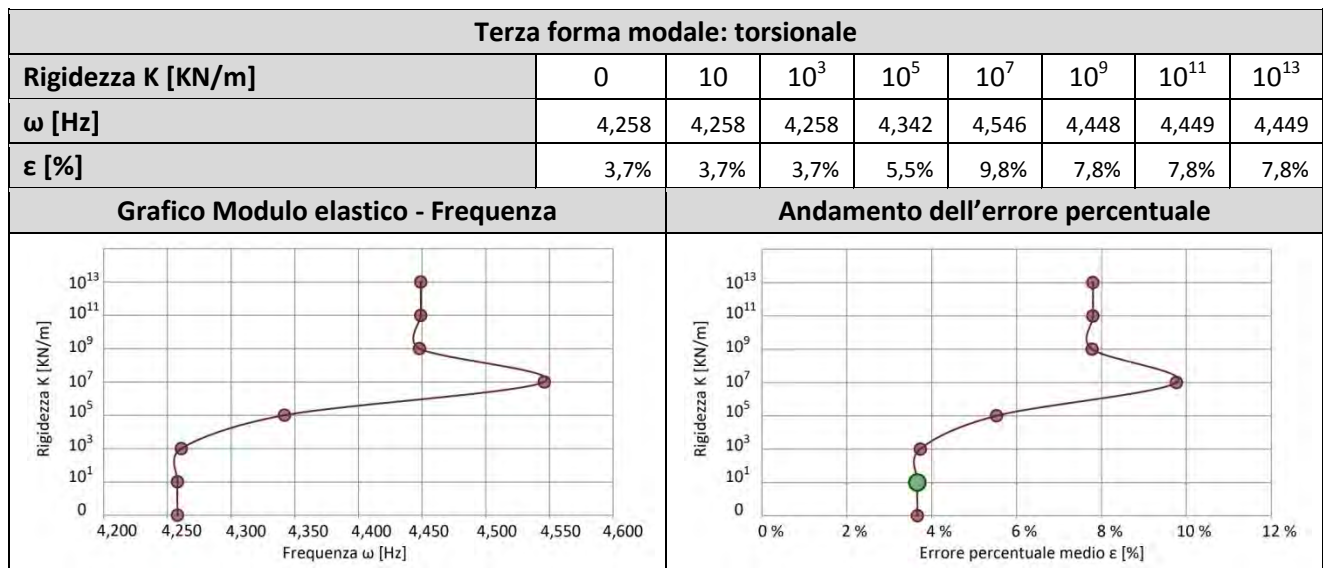


Tabella 24 - Analisi sensitività rigidezza dei vincoli, terza forma modale.

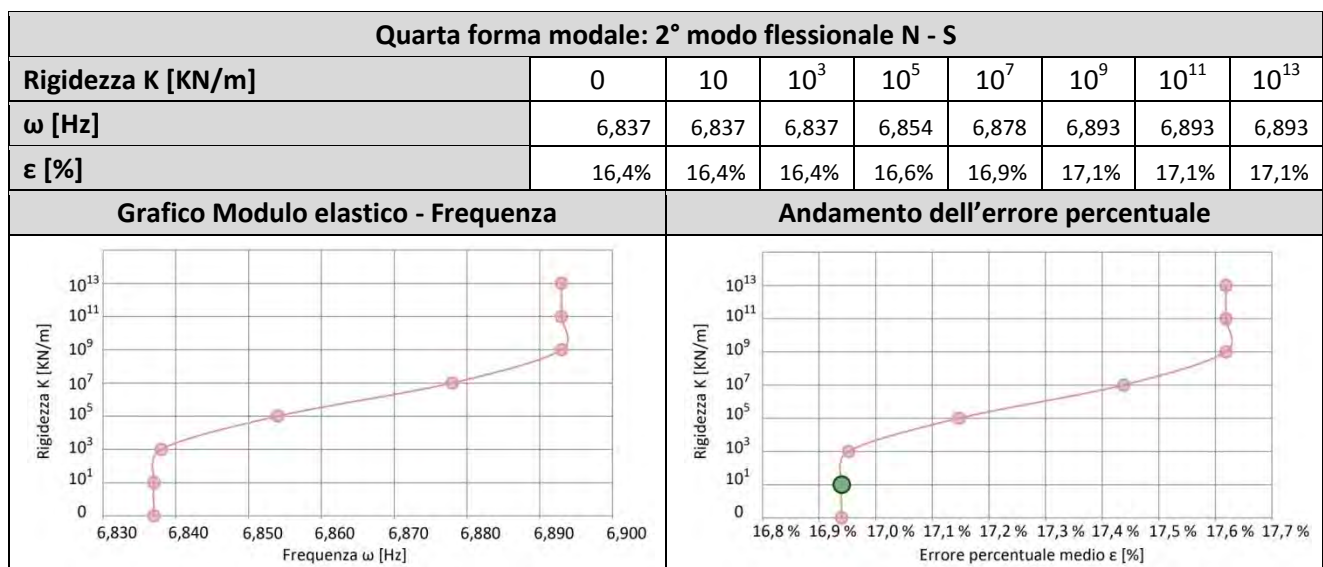


Tabella 25 - Analisi sensitività rigidezza dei vincoli, quarta forma modale.

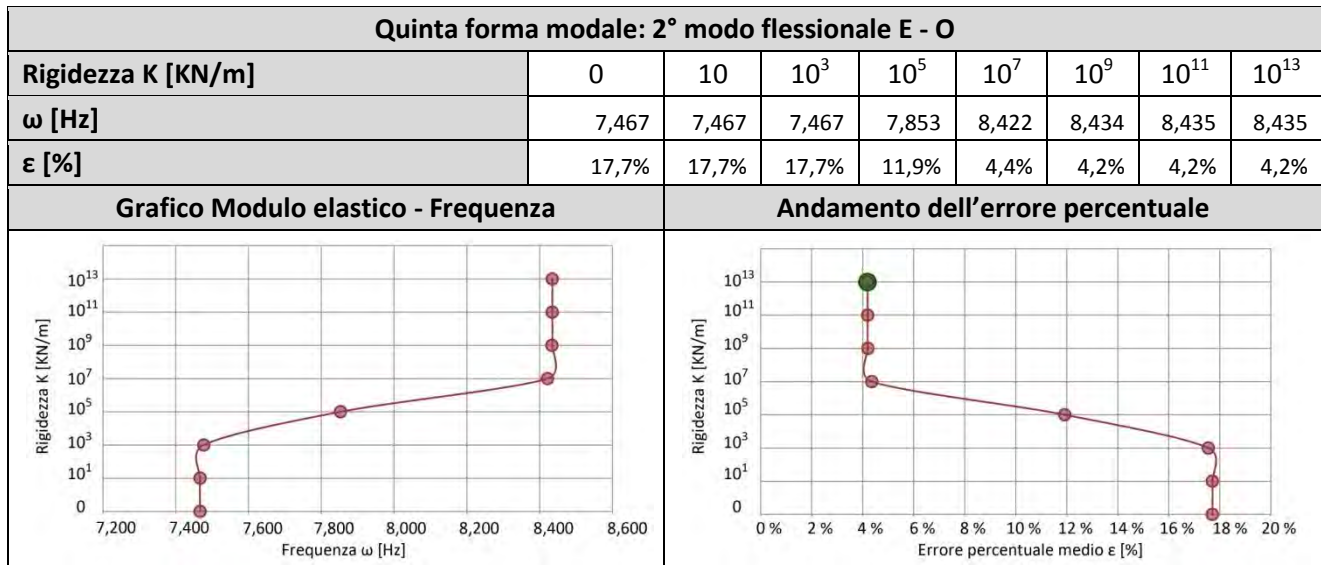


Tabella 26 - Analisi sensitività rigidezza dei vincoli, quinta forma modale.

Risultati:

- al diminuire della rigidezza le frequenze diminuiscono per tutti i modi di vibrare esaminati;
- l'errore medio è minimo per i valori di rigidezza dell'ordine di grandezza di 10^7 , come da rigidezze da calcolo, per rigidezza più elevate di tale valore, l'errore medio aumenta in maniera minore rispetto a rigidezze inferiori;
- per elevate rigidezze il comportamento della struttura si avvicina a quello studiato come se i vincoli fossero incastri perfetti, infatti per valori elevati di rigidezza k le frequenze non variano.

8.4 Analisi dinamica e calibrazione del modello

Nel modello le *mesh* sono state raggruppate in un'unica tipologia di materiale, caratterizzata da specifiche proprietà meccaniche, mentre la geometria è soggetta a variazione, in particolare al crescere dell'altezza lo spessore del paramento murario diminuisce.

Al fine di ottenere un modello che rappresenti in maniera soddisfacente la situazione reale, è stato applicato il *model updating* manuale, ovvero si è cercato di calibrare il modello attraverso una serie di successive modificazione dei parametri che più influenzano il comportamento dinamico della struttura (nel caso di specie si è operato sui valori del modulo elastico e sul peso dei solai) sulla base delle indicazioni ottenute dalle analisi parametriche di sensitività. Ad ogni aggiornamento di un parametro si è eseguita una analisi modale al fine di valutare la qualità dell'aggiornamento. La calibrazione del modello è stata eseguita attraverso un confronto diretto tra le frequenze sperimentali ricavate dall'analisi dinamica e le frequenze ricavate dall'analisi

modale calcolate dal modello agli elementi finiti. Se le modifiche apportate avvicinavano i risultati del modello FE ai test sperimentali si considerava la modifica valida e quindi si procedeva con un aggiornamento successivo, viceversa, quando le modifiche non risultavano soddisfacenti si tornava al modello precedente apportando diverse modifiche. Questo procedimento è stato iterato fino ad ottenere dei valori delle frequenze del modello FE che rientrasse all'interno del margine di errore ritenuto soddisfacente nei confronti delle frequenze sperimentali.

Le fasi attraverso cui si è effettuato l'affinamento del modello della torre del Mastio si suddividono in :

- prima fase: suddivisione delle parti strutturali modellati in base alle caratteristiche geometriche della struttura;
- seconda fase: definizione delle proprietà meccaniche dei materiali in base alle prescrizioni presenti nella circolare applicativa delle *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)*;
- terza fase: modifiche dei valori assunti per i parametri meccanici del materiale, all'interno degli intervalli ritenuti ammissibili, fino al raggiungimento di una calibrazione definitiva.

Nella prima fase sono state applicate agli elementi *plate* che compongono il modello le proprietà geometriche che lo caratterizzano, quali gli spessori della muratura e dei solai. Il modello, infatti, presenta spessori variabili della muratura, i quali diminuiscono al crescere dell'altezza. Mentre per i solai lo spessore assegnato tiene in questa fase dovrà essere necessariamente modificato nella fase di calibrazione in quanto deve rappresentare una media degli elementi strutturali e non strutturali che compongono il solaio.

Nella seconda fase non essendo disponibili prove ne di tipo parzialmente distruttivo ne di tipo non distruttivo per la caratterizzazione delle proprietà del materiale delle strutture di elevazione, si è proceduto valutando tali parametri come indicato dalla *Circolare 2 febbraio 2009, n.617*. Nella tabella 27 sono riportati i valori di riferimento per i parametri meccanici e il peso specifico medio della muratura in mattoni pieni e malta di calce, si fa riferimento a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, in assenza di ricorsi o listature e con muratura a paramenti scollegati.

Tipologia muraria	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	γ [Kg/m ³]
	min - max	min - max	min - max	min - max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,40-4,00	0,06-0,092	1200-1800	400-600	18

Tabella 27 - Parametri meccanici della muratura in mattoni pieni e malta di calce (tabella C8A.2.1 della Circolare).

Dove:

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_0 = resistenza media a taglio della muratura

E = valore medio del modulo di elasticità normale

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale

γ = peso specifico medio della muratura

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dalla tabella 28, applicando i coefficienti indicati nella tabella 29 (corrispettiva della tabella C8A.2.2 della Circolare) secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in tabella 5, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);
- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente indicato in tabella 5, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);
- presenza di ricorsi e listature: si applica il coefficiente indicato in tabella 5 ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0).

In tabella 28 sono presenti anche i coefficienti per murature consolidate, con le seguenti tecniche di intervento: consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; consolidamento con diatoni artificiali (connessione trasversale); ma non vengono considerate nello specifico perché non inerenti al caso in esame.

Tipologia muraria	Malta buona	Giunti sottili	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	1,5	1,5

Tabella 28 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici per muratura in mattoni pieni e malta di calce (tabella C8A.2.2 della Circolare).

Nella seguente tabella 32 è indicato intervallo dei valori utilizzati in fase di calibrazione del modello elastico.

Tipologia muraria	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	γ [Kg/m ³]
	min - max	min - max	min - max	min - max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,4-6,0	0,06-0,138	1200-2400	400-900	18

Tabella 29 - Parametri meccanici della muratura in mattoni pieni e malta di calce usati nella fase di calibrazione del modello.

Lo studio sui materiali è stato svolto anche per le strutture che compongono gli orizzontamenti. Sono presenti due tecniche costruttive di solai, la prima che vede la presenza di volte in muratura, in questo caso lo studio sul materiale ricade nel caso della muratura in mattoni pieni e malta di calce, mentre per i solai lignei sono stati adottati i seguenti valori:

Tipologia muraria	E [MPa] min - max	γ [Kg/m ³]
Legno	400	600

Tabella 30 - Parametri meccanici degli elementi lignei.

Nella terza fase si è eseguita la vera e propria calibrazione del modello, sulla base della analisi parametrica di sensitività, sono state eseguite numerose analisi modali variando i parametri dei materiali:

- peso specifico γ ;
- modulo elastico E;
- spessore dei solai.

Si procede eseguendo nel modello FE una serie di analisi *structural eigenvalue* al fine di individuare i modi propri di vibrare della struttura e le corrispondenti frequenze naturali, cioè le modalità secondo cui la struttura può vibrare, dipendenti dalla geometria, dai vincoli e dalle proprietà di massa e di rigidità dei materiali. Se sollecitata da un sisma, la struttura vibra secondo una combinazione di queste modalità, e tale combinazione è determinata dalle caratteristiche dell'azione sollecitante.

In tabella 31 sono indicate le caratteristiche dei materiali adottate al fine di ottenere una elevata corrispondenza tra le forme modali estratte col programma FEM *Straus 7* e il comportamento reale della struttura.

Materiale	E [MPa]	γ [Kg/m ³]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (per murature in elevazione)	2050	1750
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (per volte)	2400	1800
Legno	400	600

Tabella 31 - Caratteristiche meccaniche adottate per gli elementi del modello FE analizzato.

La tabella 32 sono indicati gli spessori dei solai adottati nel modello calibrato e il materiale di cui sono composti:

Orizzontamento	Tipologia di orizzontamento	Materiale	Spessore prima della calibrazione [cm]	Spessore nel modello calibrato [cm]
Primo	Volta a botte	Mattoni pieni e malta di calce	25	30
Secondo	Solaio a orditura semplice	Legno	15	20
Terzo	Solaio a orditura semplice	Legno	15	18
Quarto	Solaio a orditura semplice	Legno	15	20
Quinto	Solaio a orditura semplice	Legno	15	12
Sesto	Volta a crociera	Mattoni pieni e malta di calce	25	30
Settimo	Volta a padiglione	Mattoni pieni e malta di calce	25	30

Tabella 32 - Spessori dei solai adottati nel modello calibrato.

Il grafico in figura 8 mette in relazione le frequenze del modello FE calibrato con quelle sperimentali, si può notare come la quarta forma modale sia quella che si discosta maggiormente dal comportamento sperimentale.

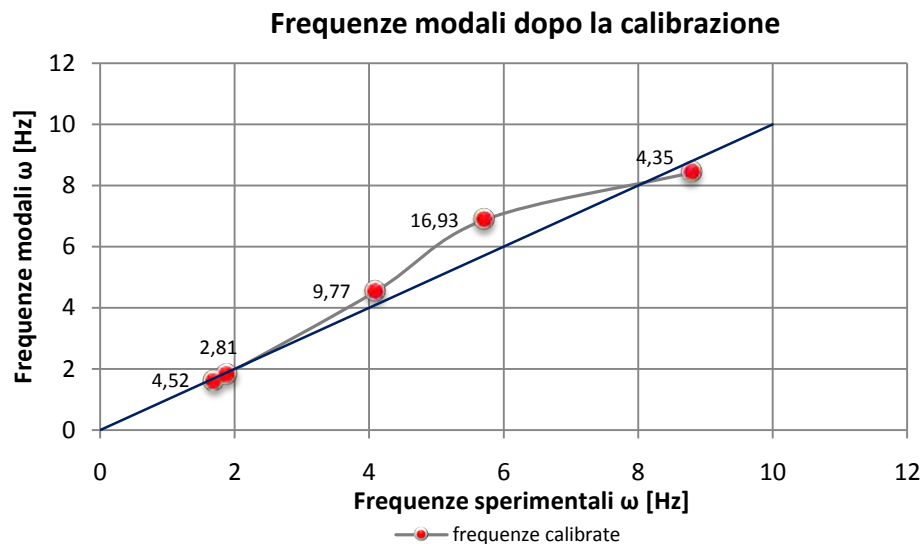


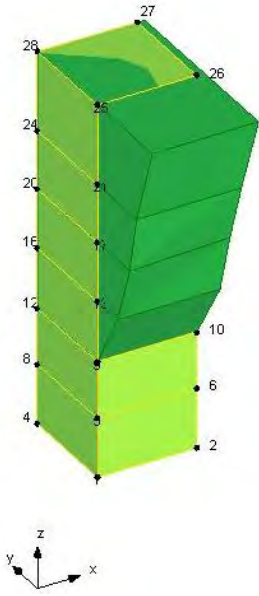
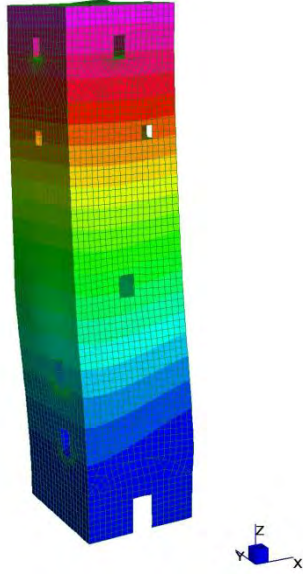
Figura 8 - Grafico relativo alle frequenze modali calibrate nel modello agli elementi finiti costruito in Straus 7 con indicato l'errore medio percentuale.

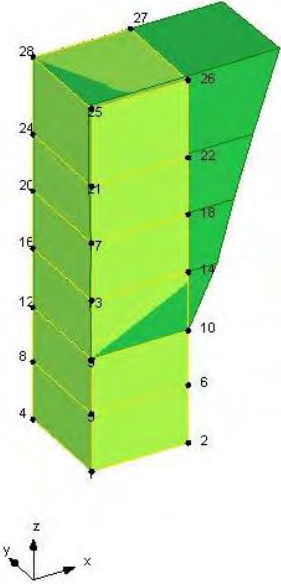
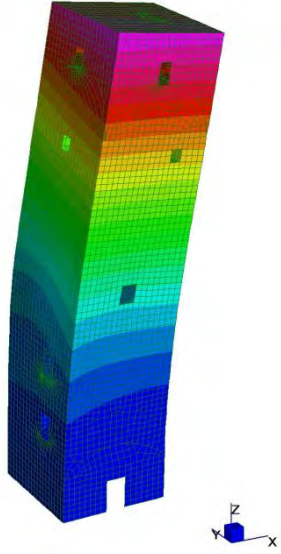
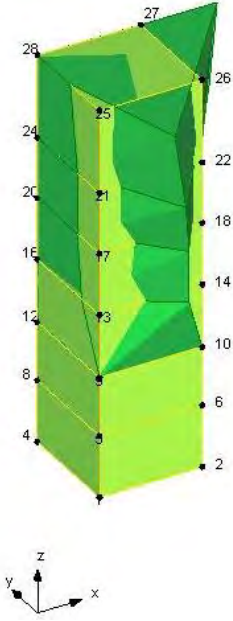
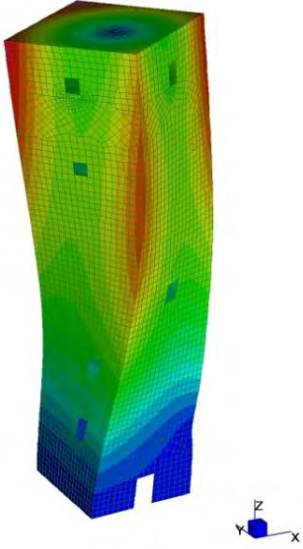
In tabella 33 vengono riportati i valori di massa partecipante relativi alle prime sei forme modali che coinvolgono il 65,5 % della massa partecipante in direzione X e il 78,6 % in direzione Y.

Modo	Tipo	Frequenza FEM [Hz]	Massa modale	Massa partecipante		
				X [%]	Y [%]	Z [%]
1	1°Modo Flessionale N-S	1,635	$2,125 \cdot 10^6$	47,40	3,41	0,06
2	1°Modo Flessionale E-O	1,852	$1,977 \cdot 10^6$	2,05	58,35	0,00
3	1°Modo Torsionale	4,546	$2,598 \cdot 10^6$	0,24	0,49	0,02
4	2°Modo Flessionale N-S	6,878	$2,499 \cdot 10^6$	0,14	14,46	0,15
5	2°Modo Flessionale E-O	8,422	$1,793 \cdot 10^6$	15,02	0,20	0,49

Tabella 33 - Tabella riassuntiva con indicate le massa partecipanti ai differenti modi secondo l'analisi modale FE.

Nella tabella 34 sono indicate le prime cinque forme modali estratte confrontandole con le frequenze sperimentali ricavate dal modello elaborato in *ArteMis Extractor 4.0*:

1° modo: flessionale N-S	
Frequenza: 1,709 Hz	Frequenza: 1,635 Hz
	
2° modo: flessionale E-O	
Frequenza: 1,904Hz	Frequenza: 1,852 Hz

	
3° modo: torsionale	
<p>Frequenza: 4,102 Hz</p>	<p>Frequenza: 4,546 Hz</p>
	
4° modo: flessionale N-S	
<p>Frequenza: 5,713 Hz</p>	<p>Frequenza: 6,878 Hz</p>

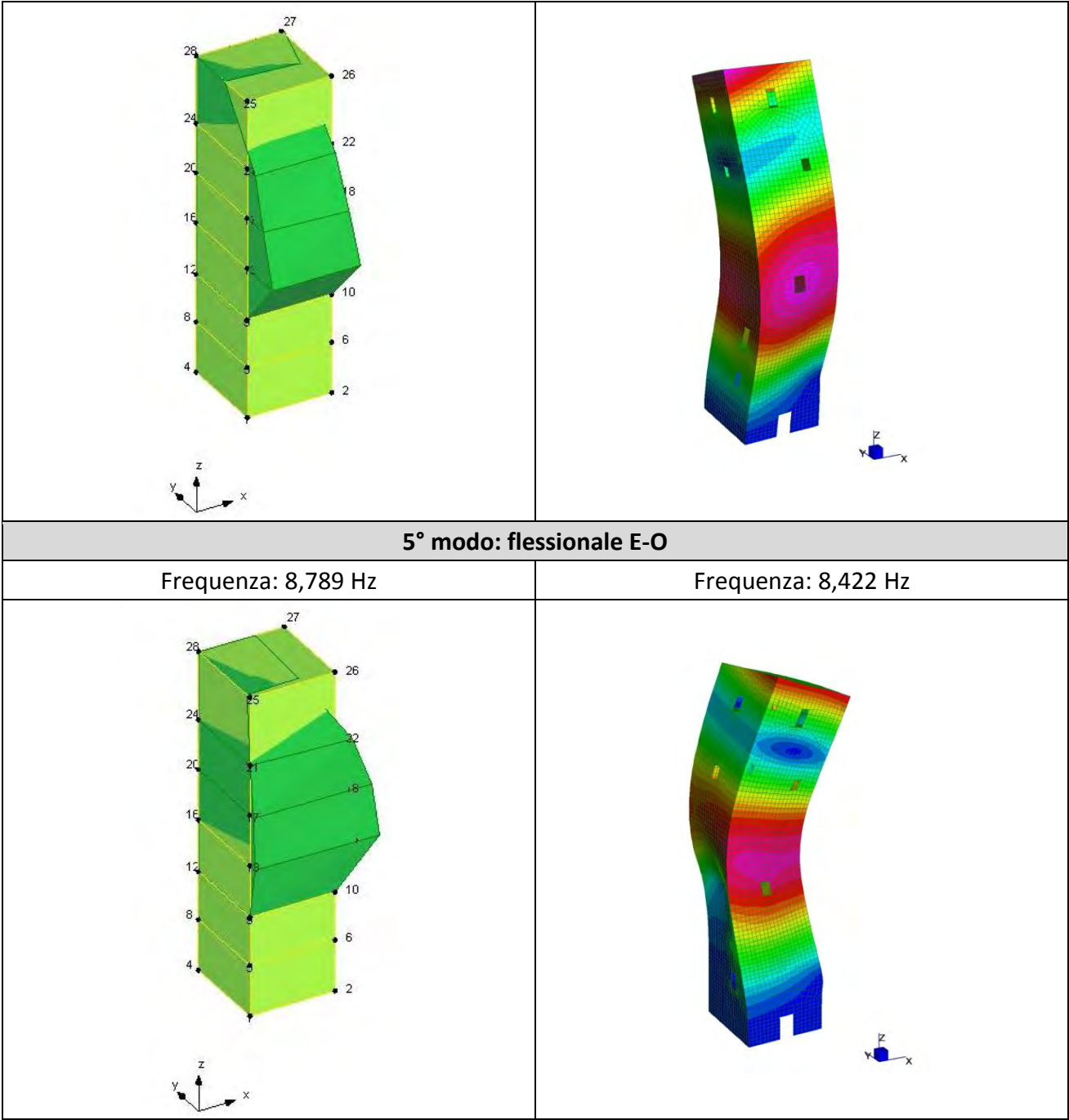


Tabella 34 - Confronto tra le forme modali trovate mediante l'analisi sperimentale ed attraverso la modellazione FEM.

8.5 Validazione del modello

La validazione del modello permette di dimostrare che il modello FE creato è abbastanza accurato per descrivere il comportamento dinamico della struttura in oggetto¹. Per poter validare il modello sono state adottate due tipologie di verifiche:

- il confronto diretto tra le frequenze ricavate dall'analisi modale del modello FE e le frequenze sperimentali ricavate dall'analisi dei dati, tale confronto permette di determinare l'errore medio percentuale ε , così ottenuto:

$$\varepsilon (\%) = \frac{f_{FEM} - f_{Sm}}{f_{FEM}} \cdot 100$$

dove f_{FEM} è la frequenza ottenuta dal modello agli elementi finiti elaborato in *Straus 7* mentre f_{Sm} è la frequenza sperimentale media misurata grazie l'analisi dinamica attraverso il programma *ARTEMIS Extractor 4.0*.

Modo	Frequenza sperimentale ARTEMIS (metodo FDD) [Hz]	Frequenza sperimentale ARTEMIS (metodo EFDD) [Hz]	Frequenza FEM [Hz]	Errore medio ε [%]	
				ε (FEM-EFDD)	ε (FEM-FDD)
1	1,709	1,711	1,635	4,64	4,52
2	1,904	1,912	1,852	3,24	2,81
3	4,102	4,128	4,546	9,19	9,77
4	5,713	5,718	6,878	16,86	16,93
5	8,789	8,773	8,422	4,17	4,35

Tabella 35 - Valore degli errori medi percentuali tra le forme modali sperimentali e le forme modali del modello FEM.

Nella tabella 35 sono mostrati gli errori medi percentuali tra i diversi metodi utilizzati per la calibrazione del modello. Si può osservare che l'errore medio risulta essere inferiore al 10% per quattro dei primi cinque modi di vibrare, solo il quarto modo ha un errore superio al 15%. Va considerato che, come già detto, il modello FE è stato costruito attraverso elementi *plate* anziché utilizzare elementi *brick*, i quali sono più indicati a rappresentare il comportamento della muratura, questo per ridurre gli oneri computazionali. Per cui una componente degli errori va imputata alle scelte effettuate in fase di modellazione.

- l'utilizzo del metodo analitico MAC (*Modal Assurance Criterion*) che fornisce una misura della deviazione dei punti dalla linea della perfetta correlazione (per reciproche forme modali).

L'indice MAC è così definito:

¹ Girardi G., *Structural analysis and experimental identification of S. Maria Assunta Cathedral*, Reggio Emilia, Italy, MSc Thesis (in Italian), University of Padova, 2006.

$$MAC(X, A) = \frac{|\sum_{j=1}^n \Phi_{X,j} \Phi_{A,j}|^2}{|\sum_{j=1}^n \Phi_{X,j} \Phi_{X,j}| |\sum_{j=1}^n \Phi_{A,j} \Phi_{A,j}|}$$

L'indice MAC indica la correlazione tra la forma modale teorica (modello FE) e la forma modale sperimentale. Per $MAC = 1$ le forme modali coincidono o sono multiple, al diminuire dell'indice MAC l'accuratezza della correlazione diminuisce e per valori inferiori a 0,4 si considera una scarsa correlazione.

Modo	Frequenza sperimentale FDD [Hz]	Frequenza sperimentale EFDD [Hz]	Frequenza FEM [Hz]	MAC	
				MAC ($\Phi_{EFDD}; \Phi_{FEM}$)	MAC ($\Phi_{FDD}; \Phi_{FEM}$)
1	1,709	1,711	1,635	0,935	0,928
2	1,904	1,912	1,852	0,983	0,960
3	4,102	4,128	4,546	0,934	0,937
4	5,713	5,718	6,878	0,866	0,798
5	8,789	8,773	8,422	0,844	0,865

Tabella 36 - MAC calcolato per verificare la corrispondenza delle forme modali estratte attraverso diversi metodi.

Nella tabella 36 sono indicati i valori dell'indice MAC utilizzato per confrontare la corrispondenza tra le forme modali, estratte attraverso tre diversi metodi i quali sono: 1) metodo EFDD utilizzato nel programma *ArteMis Extractor 4.0*, 2) metodo pLSCF e 3) metodo FEM. Dall'analisi dei valori dell'indice MAC si può affermare che la correlazione tra le forme modali del modello FEM e le forme modali sperimentali risulta essere buona in quanto i valori superano quasi sempre lo 0,85.

Modo	Tipo	Frequenza sperimentale media ARTEMIS (metodo FDD) [Hz]	Frequenza FEM [Hz]	Errore medio ε [%]	MAC
1	1°Modo Flessionale N-S	1,709	1,689	4,52	0,928
2	1°Modo Flessionale E-O	1,904	1,977	2,81	0,960
3	1°Modo Torsionale	4,102	4,277	9,77	0,937
4	2°Modo Flessionale N-S	5,713	6,003	16,93	0,798
5	2°Modo Flessionale E-O	8,789	7,918	4,35	0,865

Tabella 37 - Tabella riassuntiva dei risultati delle frequenze nella quale sono indicate anche l'indice MAC e l'errore medio percentuale ε .

La tabella 37 riassume i risultati ottenuti dalla calibrazione del modello FE del Mastio. In definitiva, il modello risulta avere una buona calibrazione, presenta infatti errori medi inferiori al 10 % per quattro delle prime cinque forme modali. I valori di MAC, calcolati confrontando i gli autovettori delle forme modali estratti coi metodi FDD, EFDD e pLSCF con quelli estratti dal modello FEM, sono quasi sempre superiori allo 0,85 (ad eccezione della quarta forma modale) per i primi cinque modi di vibrare.

8.6 Analisi dinamica modale globale

Una volta eseguita la calibrazione del modello locale della Torre del Mastio e validati i risultati attraverso il controllo dell'errore medio percentuale e dell'indice di MAC, le proprietà meccaniche dei materiali ottenute attraverso la calibrazione sono state estese anche ai materiali del modello globale dell'aggregato, composto dalla Reggia e dalla Torre del Mastio collegati tramite passerelle in calcestruzzo.

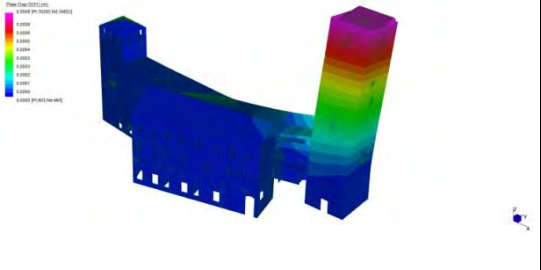
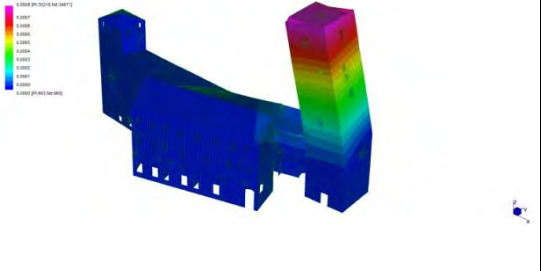
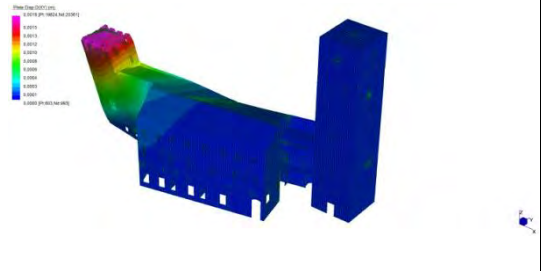
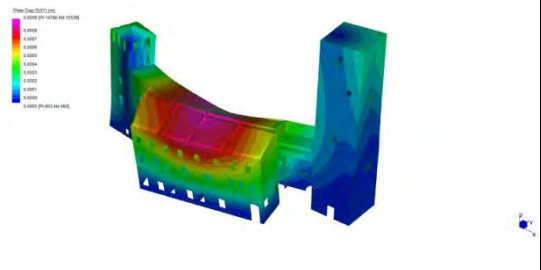
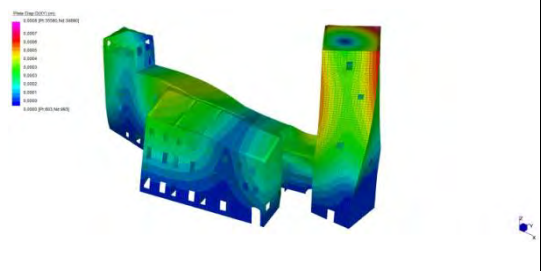
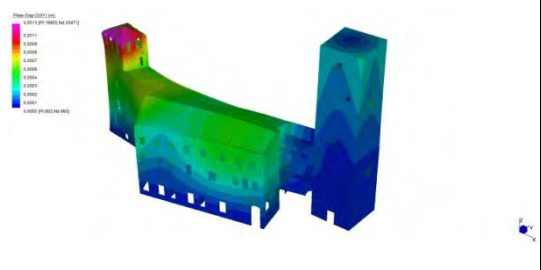
Lo scopo di questa fase del lavoro è quello di eseguire un confronto tra i risultati estratti attraverso il modello locale della sola Torre del Mastio e il modello globale del complesso. Si attendono risultati che, almeno per quel che riguarda l'indice MAC, possano essere maggiormente vicini al comportamento sperimentale in quanto nel modello globale vengono meglio valutate le interazioni che si instaurano tra le componenti dell'aggregato edilizio oggetto di studio, che nel modello locale erano state semplificate con l'utilizzo di vincoli cedevoli con rigidità equivalente alle parenti che andavano a sostituire.

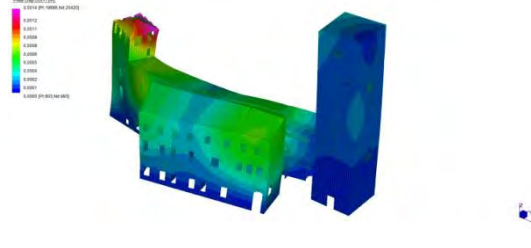
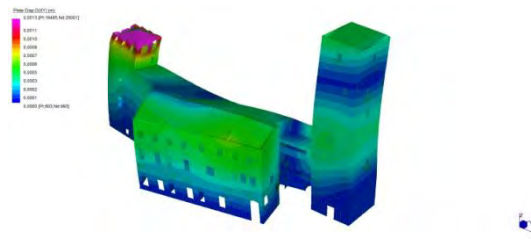
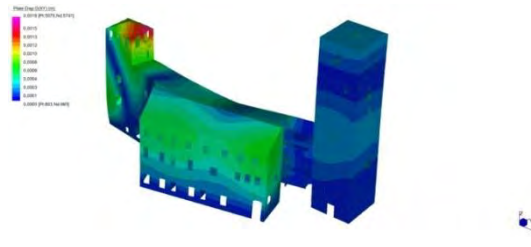
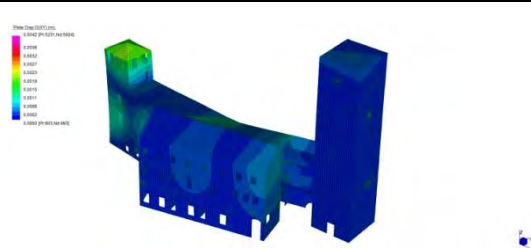
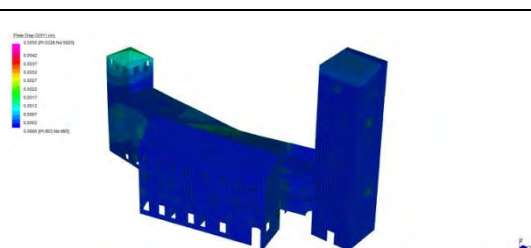
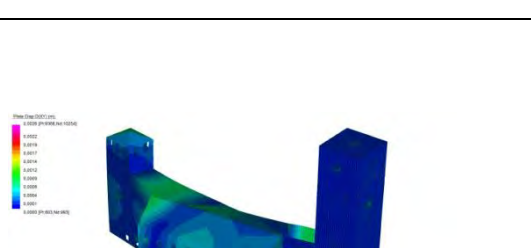
Per eseguire l'analisi dinamica modale del complesso sono stati dapprima stabiliti i parametri meccanici dei materiali che, come accennato precedentemente, sono stati importati dai risultati ottenuti dalla calibrazione del modello locale, ad eccezione delle caratteristiche delle passerelle in calcestruzzo armato di collegamento tra Torre del Mastio e Reggia, alle quali è stato applicato un calcestruzzo di classe C20/25. Nella seguente tabella 38 sono riassunte le proprietà meccaniche dei materiali usati.

Materiale	E [MPa]	γ [Kg/m ³]
Mattoni pieni e malta di calce (muratura)	2050	1750
Mattoni pieni e malta di calce (volte)	2400	1800
Legno (orizzontamenti)	400	600
Calcestruzzo (passerelle)	24768	2400

Tabella 38 - Caratteristiche meccaniche dei materiali adottate nel modello FE.

In seguito sono state eseguite una serie di analisi dinamiche attraverso il software *Straus 7* che hanno portato alla definizione delle forme modali del modello globale. Sono riportate di seguito, tabella 39, le indicazioni delle principali forme modali ricavate dal modello globale.

Tipologia	Massa partecipante [Kg]		Frequenza ω [Hz]	Rappresentazione
Flessionale N - S (Mastio)	$1,750 \cdot 10^6$	X = 0,017 %	1,632	
		Y = 32,381 %		
		Z = 0,000 %		
Flessionale E - O (Mastio)	$1,480 \cdot 10^6$	X = 28,382 %	1,958	
		Y = 0,018 %		
		Z = 0,063 %		
Flessionale N - S (Torre Nord-Ovest)	$3,312 \cdot 10^5$	X = 0,526 %	2,919	
		Y = 10,032 %		
		Z = 0,004 %		
1° Torsionale	$1,280 \cdot 10^6$	X = 0,085 %	4,175	
		Y = 22,795 %		
		Z = 0,005 %		
2° Torsionale (Mastio)	$3,027 \cdot 10^6$	X = 1,634 %	4,626	
		Y = 0,110 %		
		Z = 0,010 %		
Flessionale E - O (Torre Nord-Ovest)	$6,992 \cdot 10^5$	X = 18,992 %	5,101	
		Y = 0,253 %		
		Z = 0,022 %		

Torsionale (Torre Nord - Ovest)	$5,029 \cdot 10^5$	X = 10,242 %	5,623	
		Y = 0,989 %		
		Z = 0,000 %		
	$6,005 \cdot 10^5$	X = 1,506 %	6,459	
		Y = 4,350 %		
		Z = 0,004 %		
2° flessionale N - S (Mastio)	$1,765 \cdot 10^5$	X = 1,836 %	6,704	
		Y = 1,542 %		
		Z = 0,072 %		
Flessionale N - S (Torre Nord - Ovest)	$5,674 \cdot 10^4$	X = 0,567 %	7,250	
		Y = 1,077 %		
		Z = 2,654 %		
2° flessionale N - S	$4,063 \cdot 10^4$	X = 2,097 %	7,435	
		Y = 0,201 %		
		Z = 25,455 %		
3° torsionale	$1,558 \cdot 10^5$	X = 0,038 %	8,712	
		Y = 0,123 %		
		Z = 0,001 %		

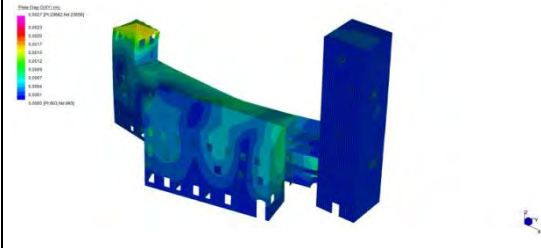
2° flessionale E - O (Mastio)	$1,404 \cdot 10^5$	X = 0,661 %	9,582	
		Y = 0,002 %		
		Z = 0,066 %		

Tabella 39 - Forme modali del modello FE globale.

Nelle analisi dinamiche modali svolte in eseguito sono stati considerate le prime tredici forme modali, trascurando modi di tipo locale, fino ad indagare frequenze vicine ai 10 Hz. La massa partecipante di questi modi risulta essere pari a $9,210 \cdot 10^6$ kg, equivalente al 68,547 % della massa partecipante in direzione X, al 73,873 % in direzione Y e al 28,370 % in direzione Z.

Ovviamente al fine di eseguire un confronto tra i due modelli sono state valutate solo quelle frequenze che sono state ricavate nel modello locale e che perciò riguardano la torre del Mastio. Per comprendere l'affidabilità dei dati raccolti sono stati eseguiti dei controlli sui dati raccolti andando a calcolare l'errore medio percentuale sulle frequenze e l'indice MAC per verificare la corrispondenza delle forme modali estratte dai modelli FE e quelle sperimentali.

Di seguito nelle tabelle 40, 41, 42, 43 e 44 sono stati riportati i risultati ottenuti confrontando i dati estratti dal modello globale e quello del modello del solo Mastio.

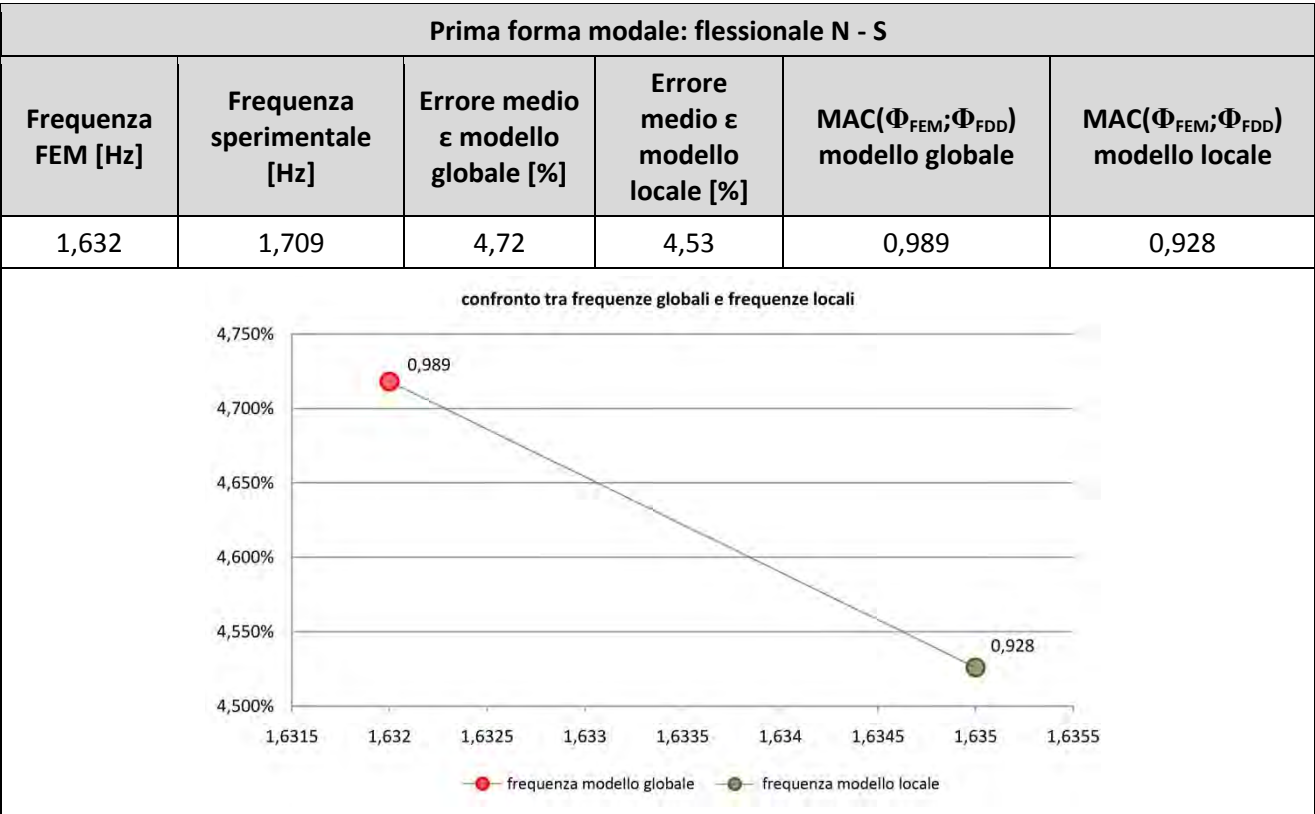


Tabella 40 - Confronto tra modello locale e modello globale: prima forma modale.

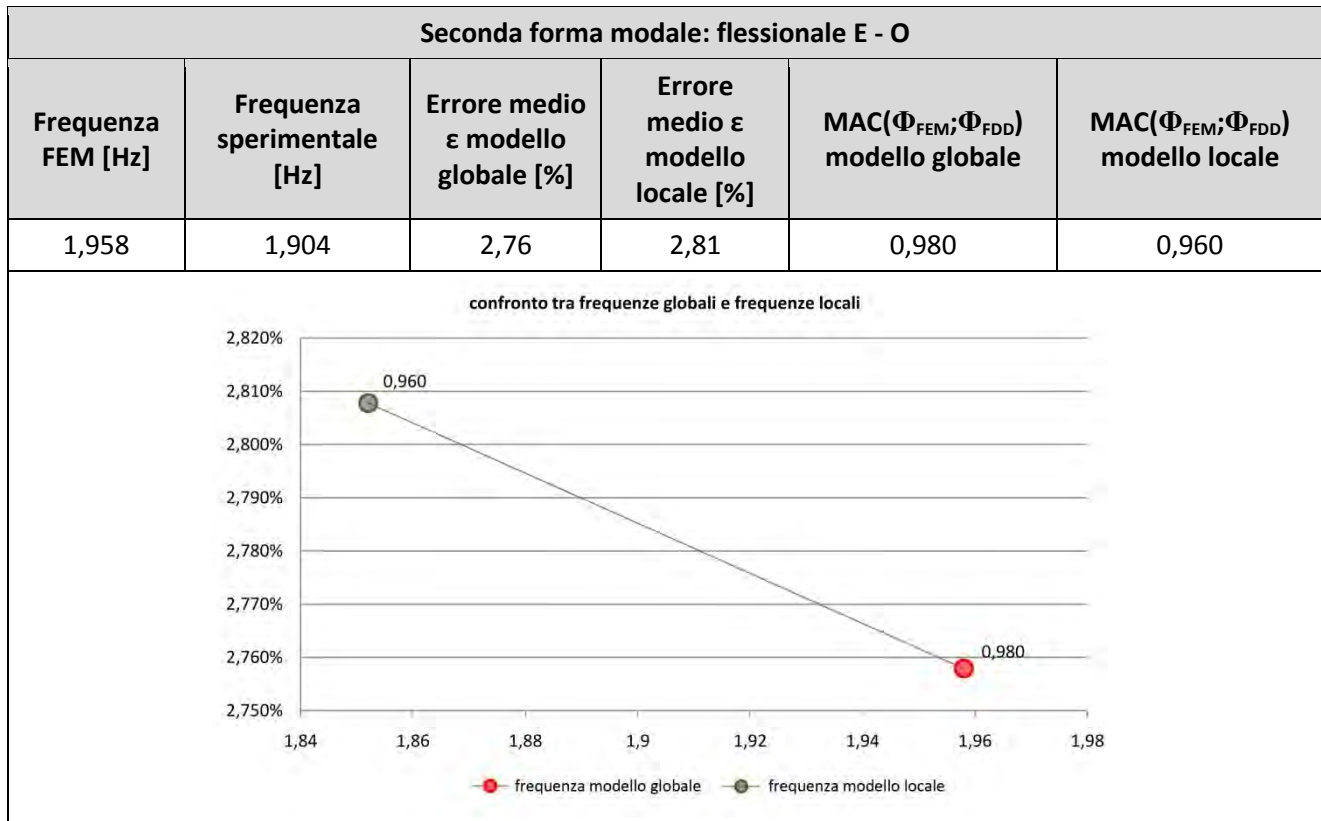


Tabella 41 - Confronto tra modello locale e modello globale: seconda forma modale.

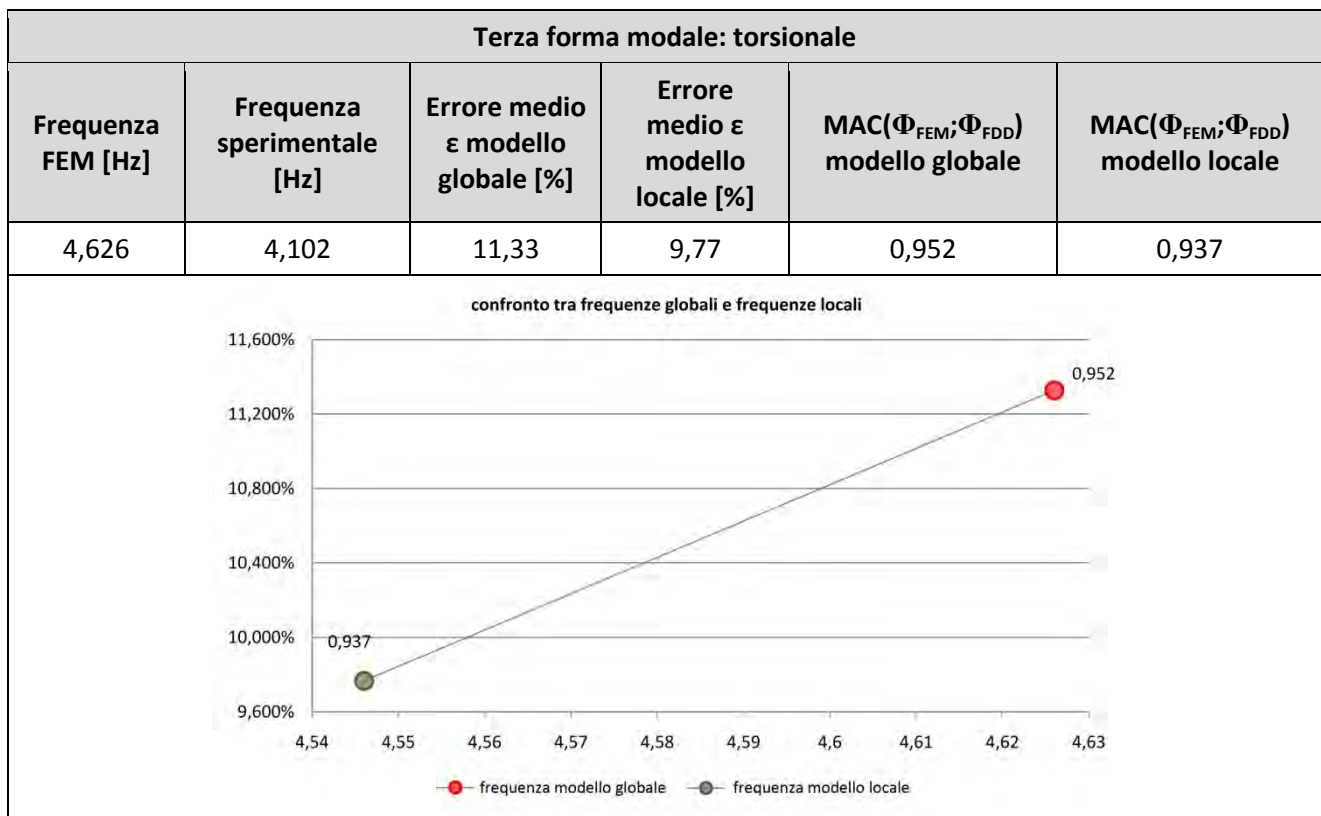


Tabella 42 - Confronto tra modello locale e modello globale: terza forma modale.

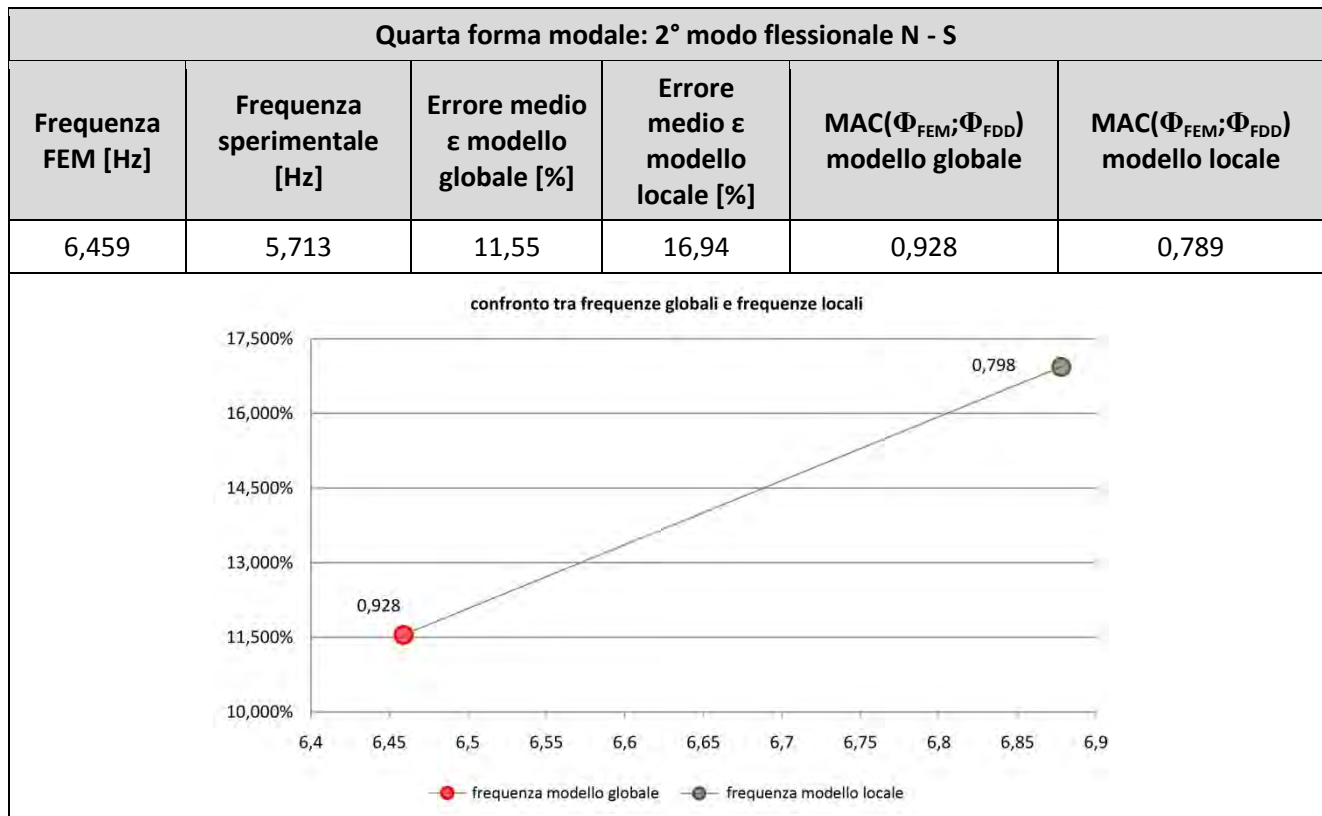


Tabella 43 - Confronto tra modello locale e modello globale: quarta forma modale.

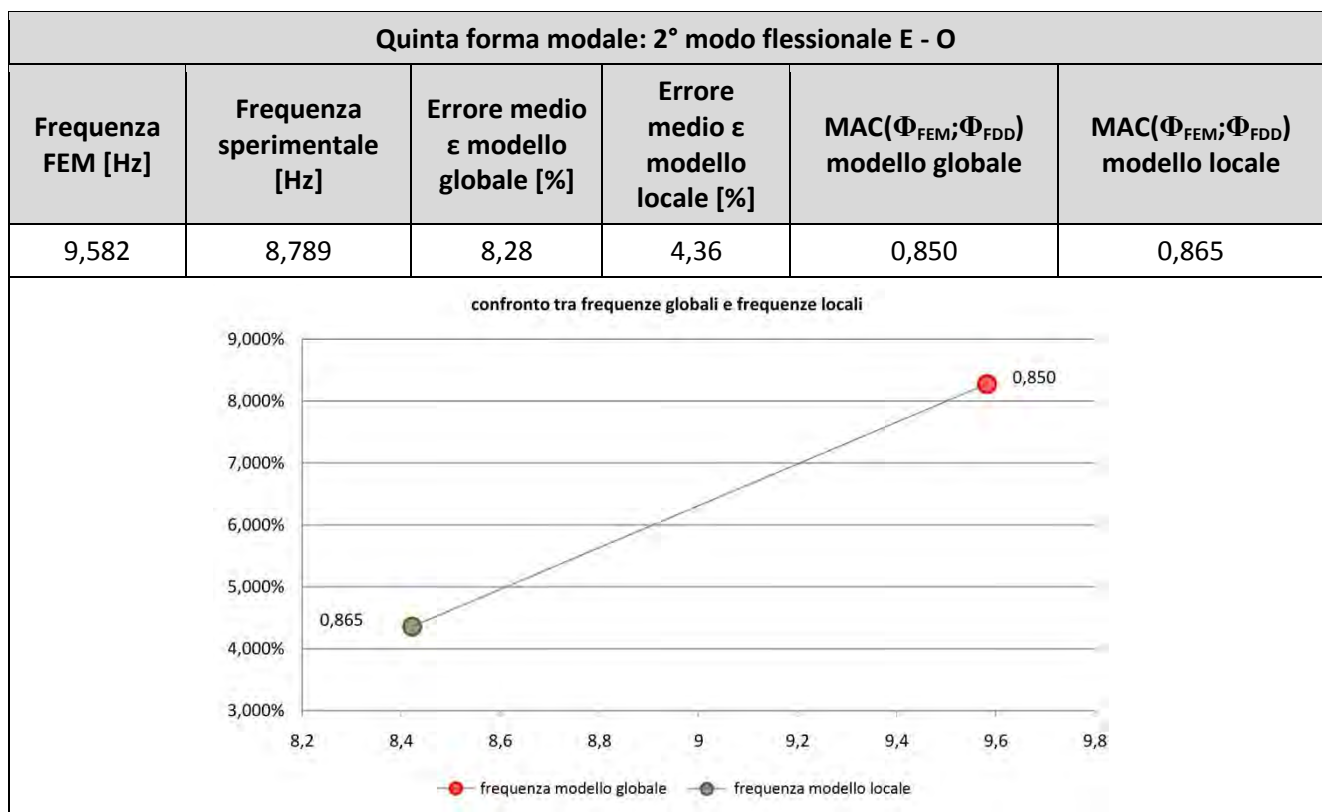


Tabella 44 - Confronto tra modello locale e modello globale: quinta forma modale.

Anali dei risultati

Dallo studio si riscontra che anche il modello globale risulta avere una buona calibrazione adottando gli stessi valori ricavati dalle analisi svolte sul modello del Mastio. Infatti le differenze in termini di frequenze, per quanto riguarda le prime cinque forme modali, risultano essere minime tra i due modelli. Il principale cambiamento riguarda la quarta forma modale (secondo modo flessionale N - S) il cui errore medio, nel modello globale, assume un valore dell'11,55 % con un miglioramento del 5% rispetto al modello locale. Mentre, per le restanti forme modali, l'errore ottenuto dal modello globale è leggermente maggiore rispetto a quello del modello locale; tuttavia, la media dell'errore percentuale sulle frequenze risulta essere pressoché la stessa: 7,73 % nel modello globale e 7,68% nel modello locale.

Per quanto riguarda l'indice MAC, anche in questo caso i comportamenti dei due modelli sono vicini, con un leggero miglioramento dei valori ottenuti dal modello globale. Infatti, il MAC delle primi cinque forme modali estratte dal modello globale risulta avere valori più alti rispetto a quello ottenuto dalle stesse forme modali del modello locale, seppur anche in quest'ultimo caso si fossero ottenuti valori del tutto soddisfacenti e quasi sempre superiori allo 0,80. Questa miglioria risiede nella modellazione strutturale stessa che, nel caso del modello globale, rappresenta anche la Reggia e i collegamenti col Mastio, quindi le interazioni tra i due corpi non sono semplificate con vincoli cedevoli a rigidezza equivalente, come, invece, accade nel modello locale. Infatti, dall'analisi delle forme modali sperimentali estratte con *ArteMis Extractor 4.0* si era notato che le seconde forme flessionali assumono un andamento leggermente diagonale, proprio per la presenza delle strutture adiacenti.

Da questo confronto è emersa una sostanziale equivalenza per quel che riguarda la rappresentazione del comportamento strutturale della Torre del Mastio attraverso i due modelli, infatti, in termini di rappresentazione di tale comportamento entrambi portano ad ottenere gli stessi risultati dalle analisi dinamiche modali svolte su di essi. Va considerato, perciò, che per eventuali e future analisi strutturali sulla torre del Mastio si può procedere utilizzando il modello locale, il quale ha il considerevole vantaggio di ridurre gli oneri computazionali ma, allo stesso tempo, come appena dimostrato, nelle sue semplificazioni non si allontana dal comportamento reale della struttura. Viceversa, si può asserire che qualora fosse necessario investigare sul comportamento strutturale della Reggia, può essere utilizzato il modello globale, grazie all'utilizzo dei parametri meccanici dei materiali ricavati attraverso la calibrazione.

La tabella 45 offre un riassunto dei risultati raccolti dalle analisi.

Tipologia	Frequenza modello globale [Hz]	Frequenza modello locale [Hz]	MAC (Φ_{GLOBALE} ; Φ_{LOCALE})
Flessionale N - S	1,632	1,689	0,931
Flessionale E - O	1,958	1,977	0,951
Torsionale	4,626	4,277	0,997
2° flessionale N - S	6,459	6,003	0,943
2° flessionale E - O	9,582	7,918	0,787

Tabella 45 - Riassunto risultati estratti dal modello globale e da quello locale.

9 Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

9.1 Introduzione

Completata la fase di modellazione strutturale che ha permesso di costruire il modello agli elementi finiti la successiva calibrazione e validazione del modello sulla base dei risultati sperimentali è stato possibile analizzare il comportamento sismico di Castelvecchio ed eseguire le verifiche strutturali globali previste dalla normativa italiana (NTC 2008).

Si distinguono quattro metodi di analisi sismica:

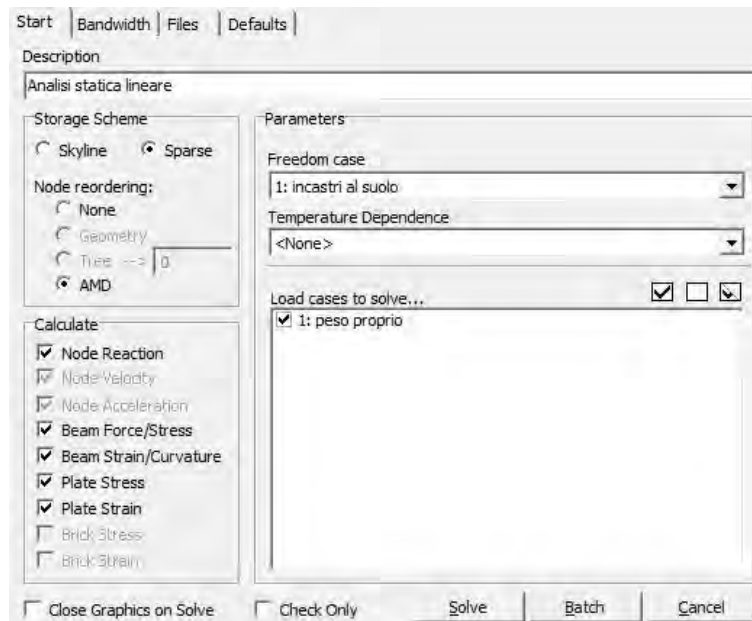
- a. statica lineare;
- b. dinamica lineare;
- c. statica non lineare;
- d. dinamica non lineare.

Per la valutazione della risposta sismica dell'edificio oggetto del presente lavoro di tesi è stata selezionata l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta (metodo normale per il calcolo dei parametri della sollecitazione). Le analisi sono state eseguite utilizzando il software FEM *Straus 7* adottando in fasi successive i seguenti solutori:

- *Linear Static*: è il solutore più rapido e più semplice tra quelli disponibili. L'ipotesi alla base del metodo risolutivo è che la struttura abbia un comportamento lineare per problemi normali e che l'applicazione dei carichi sia di tipo statico. Il solutore, a partire dal calcolo della matrice di rigidezza e delle forze nodali, determina un sistema lineare di equazioni di equilibrio le cui incognite sono gli spostamenti dei nodi.

$$[K] \{d\} = \{P\}$$

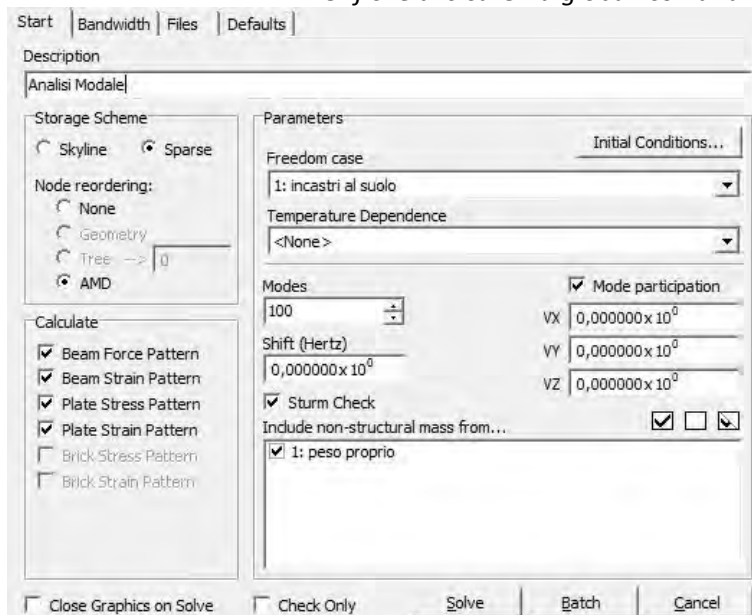
Questo metodo permette di calcolare gli sforzi, le tensioni e i parametri della sollecitazione dei vari elementi. Rimanendo in campo lineare è ammessa la sovrapposizione degli effetti, inoltre la matrice di rigidezza è indipendente dai carichi, pertanto la stessa matrice non deve essere ricalcolata per ciascuna condizione di carico, riducendo l'onere computazionale.

Figura 1 - Schermata solutore *Linear Static* (LSA).

- *NaturalFrequency*: il solutore permette di determinare le frequenze naturali di vibrazione della struttura e i corrispondenti modi di vibrare con le masse associate. I modi di vibrare sono determinati come gli autovettori del problema generalizzato basato sulla relazione fra matrice di rigidità e matrice di massa.

$$[K] \{x\} = \omega^2 [M] \{x\}$$

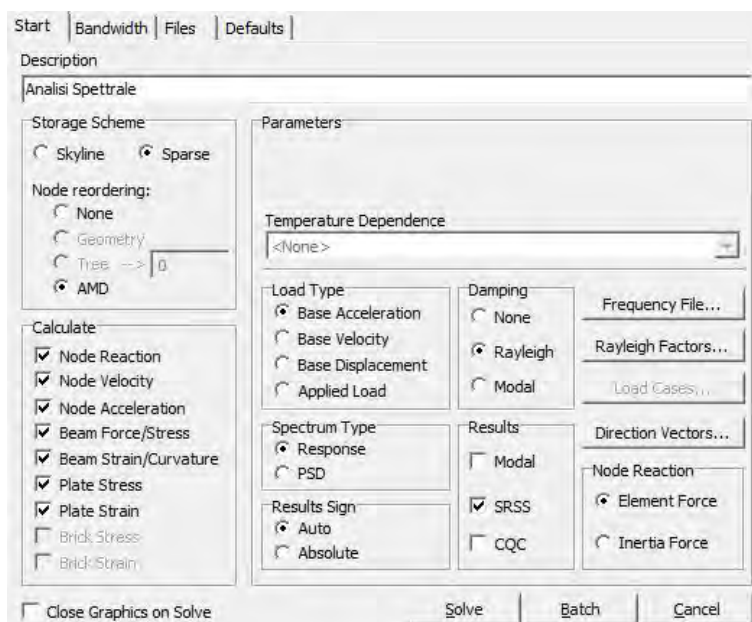
Nonostante i valori di spostamento o sforzo calcolati dal solutore siano sostanzialmente fittizi, questo solutore riveste un ruolo importante nelle soluzioni di tipo dinamico e deve essere obbligatoriamente eseguito prima di procedere con altre analisi in quanto le soluzioni così ottenute sono un dato di *input* per esempio, per il solutore *Spectral Response*.

Figura 2 - Schermata solutore *Natural Frequency* (NFA).

- *Spectral Response Analysis*: tale solutore determina la risposta della struttura soggetta ad un carico dinamico qualsiasi:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{R(t)\}$$

Lo spettro di eccitazione alla base è applicato come una traslazione equivalente a tutti i gradi di libertà fissati. Questa sollecitazione può agire in ogni arbitraria direzione X, Y, Z ed essere definita in termini di accelerazione, velocità o spostamento. Lo spettro di carico può anche essere applicato tramite delle tabelle *Factor vs Frequency/Period*, indicando in tal modo la frazione dell'accelerazione di gravità g che deve essere applicata nella direzione selezionata.

Figura 3 - Schermata solutore *Spectral Response* (SRA).

9.2 Controlli preliminari

Una volta che sono stati eseguiti in sequenza:

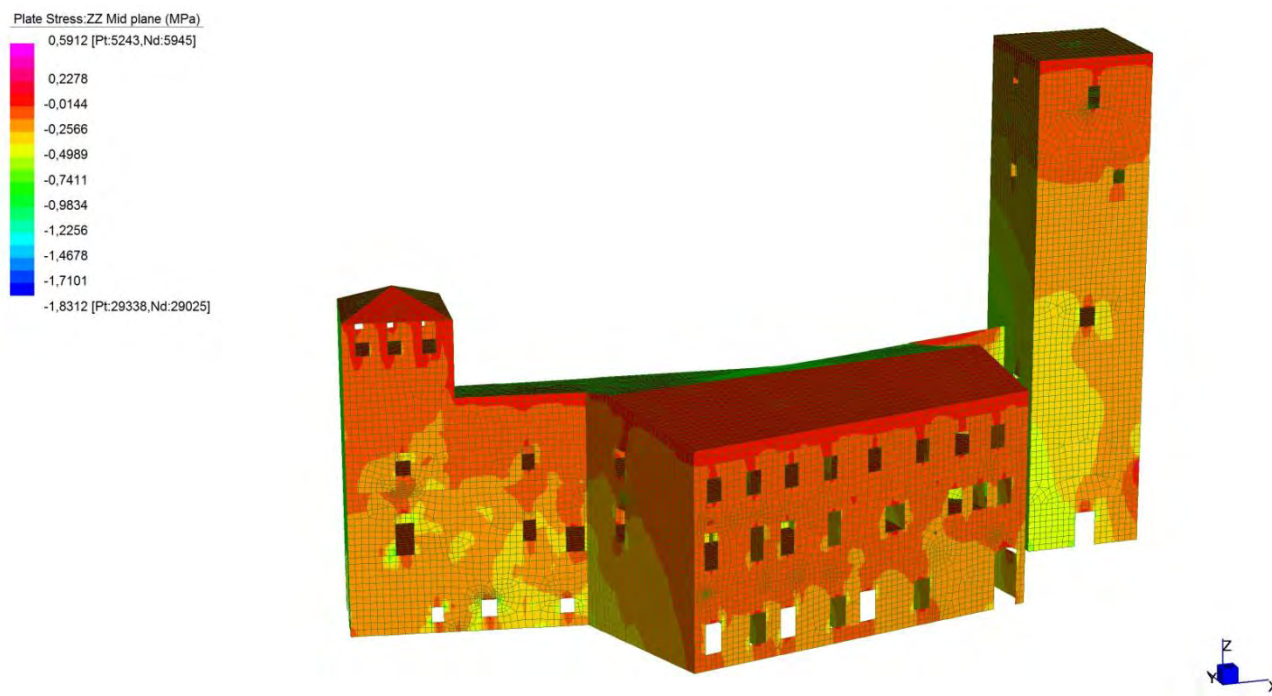
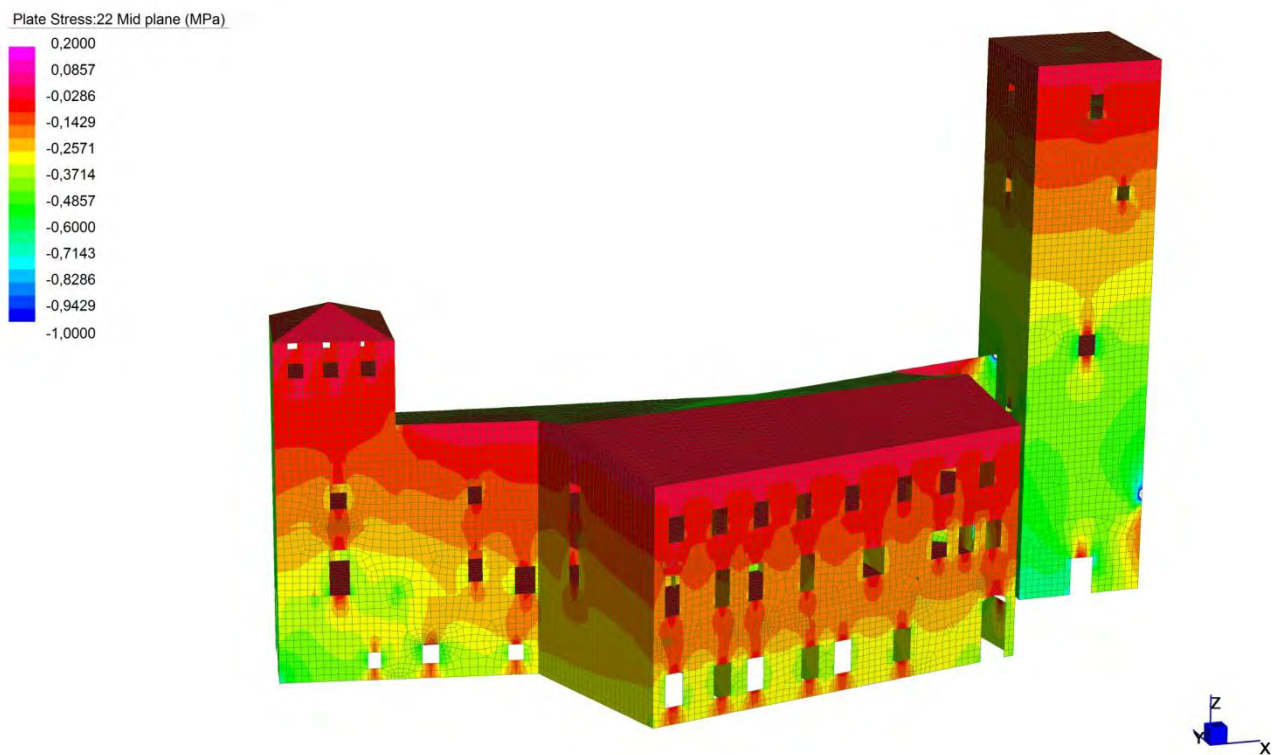
- Solutore *Linear Static* per determinare la risposta ai carichi gravitazionali;
- Solutore *NaturalFrequency* per ottenere frequenze e modi di vibrare;
- Solutore *SpectralResponse* per determinare la risposta per 8 differenti combinazioni di carico;
- Combinazione dei risultati della *Linear Static* e della *SpectralResponse*.

Dovranno essere determinati i parametri della sollecitazione *Momento Flettente* e *Sforzo di Taglio* nel piano degli elementi resistenti. Tuttavia prima di procedere nelle analisi e nelle verifiche dei valori ottenuti in tal modo sono necessari dei controlli preliminari atti a verificare la compatibilità e la veridicità secondo i criteri della Scienza delle Costruzioni. In modo particolare si verificherà che:

- La tensione verticale σ_{zz} sia decrescente verticalmente all'aumentare della quota e più bassa dove sono presenti forometrie;
- La tensione verticale σ_{zz} sia confrontabile con valori caratteristici del materiale muratura;
- Il taglio alla base (somma delle reazioni vincolari dei vincoli a quota zero) sia indicativamente confrontabile alla sollecitazione orizzontale $S_d(t) * g * M_{TOT} * \alpha$, dove α indica il fattore di partecipazione di massa per ognuna delle principali direzioni del sisma;
- La distribuzione delle sforzo σ_{22} presenti caratteri diagonali.

Nel caso una qualunque delle precedenti condizioni non fosse verificata bisognerebbe controllare l'intero procedimento in quanto significherebbe che il modello presenta dei grossi errori e i valori forniti non sarebbero attendibili.

I primi due punti vengono forniti dall'analisi statica lineare dei soli carichi verticali. Le tensioni, come in figura 4, presentano un andamento crescente verso la base e risultano essere prevalentemente di compressione. La massima compressione raggiunta è pari a 2,40 MPa in linea con i valori caratteristici della muratura storica (2,5 MPa).

Figura 4 - Andamento delle tensione σ_{zz} .Figura 5 - Andamento delle tensioni σ_{22} .

Nella tabella 1 sono presentati i valori del taglio alla base e della somma delle reazioni vincolari dei vincoli al suolo.

Combinazione	$S_d(T) \cdot g \cdot M_{tot} \cdot \alpha$	ΣR_v
$1 E_x + 0,3 E_y$	$0,164 \times 9,81 \times 12544632 \times 0,85 \times 10^{-3} \approx 17154 \text{ KN}$	16054 KN
$1 E_x - 0,3 E_y$	$0,164 \times 9,81 \times 12544632 \times 0,85 \times 10^{-3} \approx 17154 \text{ KN}$	16054 KN
$-1 E_x + 0,3 E_y$	$0,164 \times 9,81 \times 12544632 \times 0,85 \times 10^{-3} \approx 17154 \text{ KN}$	16054 KN
$-1 E_x - 0,3 E_y$	$0,164 \times 9,81 \times 12544632 \times 0,85 \times 10^{-3} \approx 17154 \text{ KN}$	16054 KN
$0,3 E_x + 1 E_y$	$0,164 \times 9,81 \times 12544632 \times 0,87 \times 10^{-3} \approx 17558 \text{ KN}$	16307 KN
$0,3 E_x - 1 E_y$	$0,164 \times 9,81 \times 12544632 \times 0,87 \times 10^{-3} \approx 17558 \text{ KN}$	16307 KN
$-0,3 E_x + 1 E_y$	$0,164 \times 9,81 \times 12544632 \times 0,87 \times 10^{-3} \approx 17558 \text{ KN}$	16307 KN
$-0,3 E_x - 1 E_y$	$0,164 \times 9,81 \times 12544632 \times 0,87 \times 10^{-3} \approx 17558 \text{ KN}$	16307 KN

Tabella 1 - Confronto fra il taglio alla base e la sollecitazione orizzontale imposta per le diverse combinazioni.

I valori del taglio trovati sono da considerarsi indicativi in quanto valutati su una massa approssimata, per un valore dello spettro pari a quello del *plateaux* e per una porzione di massa partecipante del primo modo di vibrare nella direzione del sisma prevalente della combinazione.

Infine l'andamento qualitativo della tensione di compressione σ_{22} presenta l'andamento diagonale delle tensioni e la deformazione nella direzione di applicazione del carico.

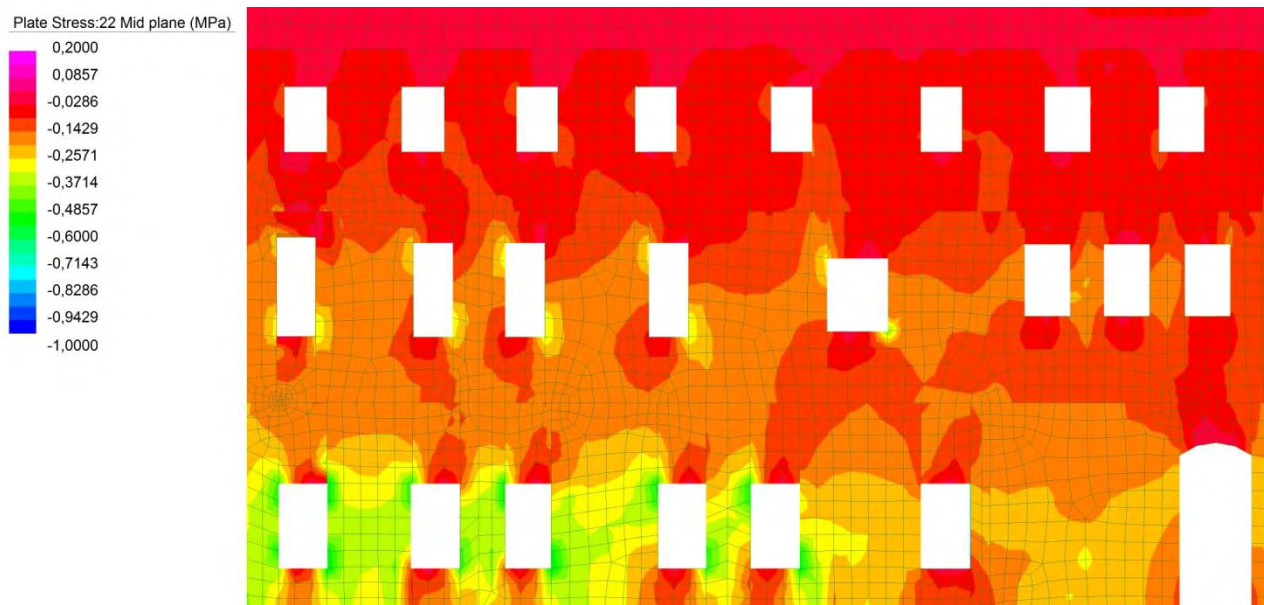


Figura 6 - Andamento diagonale delle tensioni σ_{22} nella parete Sud della Reggia.

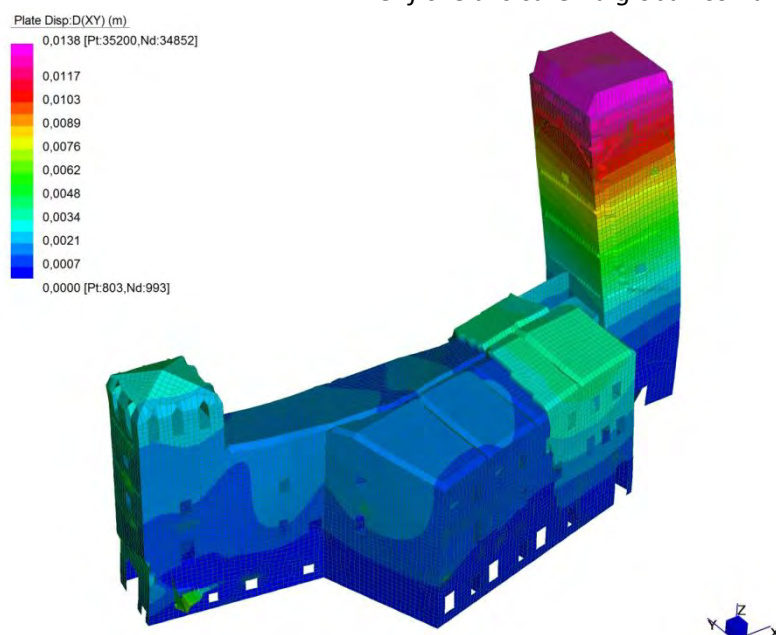


Figura 7 - Deformata della struttura nella direzione X del sisma con combinazione $E_x + 0,3 E_y$

9.3 Verifiche sismiche globali agli SLU

Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) vanno condotte in riferimento allo specifico spettro di risposta, nel caso in esame lo spettro di progetto a cui si farà riferimento è quello relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV, ricavato dal programma *Spettri*. Per la determinazione dei parametri della sollecitazione si deve fare riferimento ad un'analisi dinamica lineare (analisi modale - *Natural Frequency Analysis*).

Per gli SLU la normativa prescrive che vengano verificate le seguenti modalità di collasso:

- pressoflessione nel piano della parete;
- taglio nel piano della parete;
- pressoflessione fuori dal piano della parete.

La verifica, che consiste nel controllare che la resistenza di ogni elemento sia maggiore dell'azione agente, va condotta su ogni elemento strutturale resistente al sisma; mentre la verifica fuori dal piano della parete invece va condotta anche sugli elementi considerati non resistenti al sisma. La geometria delle pareti resistenti all'eccitazione sismica, deve rispettare i requisiti indicati da normativa nella tabella 2, in cui t indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco, h_o l'altezza di libera inflessione della parete, h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiale	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiale	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in zona 4	150 mm	20	0,3

Tabella 2 - Tabella 7.8.II: Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.

Sono pertanto considerati resistenti gli elementi che presentano i requisiti geometrici in tabella 2: le verifiche di sicurezza vengono così eseguite in un set di elementi murari che corrispondono ai prospetti principali esterni dell'edificio ed inoltre a tutte le partizioni interne aventi funzione strutturale – per i tre piani della Reggia.

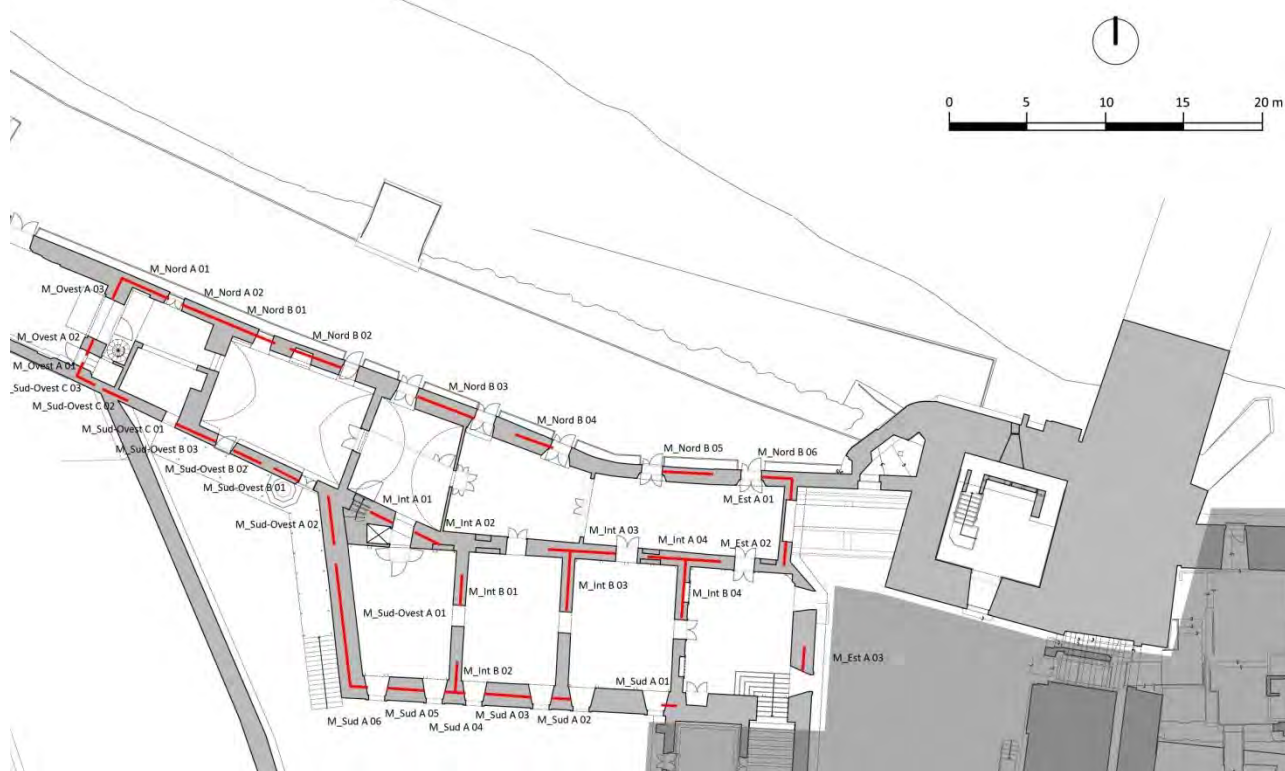
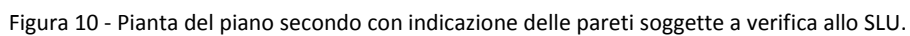
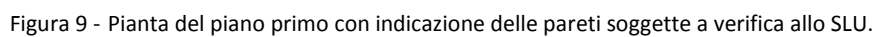


Figura 8 - Pianta del piano terra con indicazione delle pareti soggette a verifica allo SLU.



9.3.1 Verifica a pressoflessione nel piano della parete

Per gli edifici in muratura ordinaria la verifica a pressoflessione nel piano si esegue confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato secondo l'espressione:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

dove:

M_u è il momento ultimo corrispondente al collasso per pressoflessione;

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusa la zona tesa);

t è lo spessore della parete;

$\sigma_0 = \frac{P}{l \cdot t}$ è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione (con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$;

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

I punti di maggior momento flettente negli elementi di controventamento sono i basamenti delle pareti.

Il valore di M_{sd} , ossia del momento agente di progetto, è determinato utilizzando la funzione *graph* di *Straus7*, selezionando la linea lungo cui si trovano i nodi in esame ed eseguendo l'integrale delle forze verticali sulla lunghezza attraverso il valore *Length x Area* che viene fornito; il valore della tensione verticale σ_0 è ricavato con lo stesso sistema, ma determinato come media aritmetica, anziché integrale, dei singoli valori σ_{zz} dei *plate* che costituiscono l'elemento indagato, a causa della natura stessa della grandezza *tensione (stress)*.

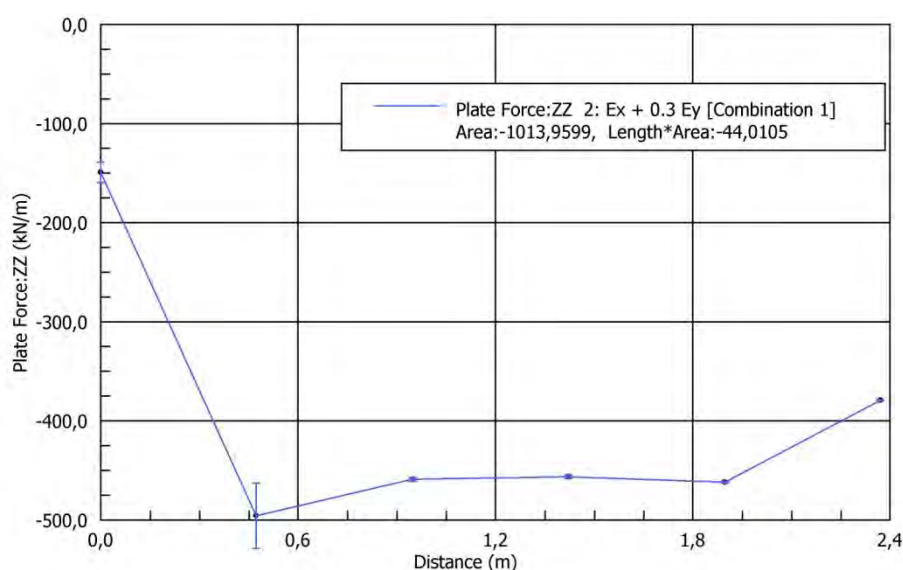


Figura 11 - Grafico per la determinazione del momento flettente nel piano della muratura.

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale δ rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo; ottenuti i valori dei momenti sollecitanti M_{sd} , per ogni elemento resistente considerato, quest'ultimi vanno amplificati secondo la stessa eccentricità δ (un aumento non superiore al 30%) stabilita per normativa dalla relazione (vedi § par. 7.3.3.2 delle NTC 2008):

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Come da normativa, la risposta, essendo valutata mediante analisi statica e dinamica in campo lineare, può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti del sisma X, Y e Z (la componente verticale non viene tenuta conto in questa analisi); la risposta a ciascuna componente è combinata con gli effetti pseudo - statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono quindi combinati successivamente, applicando di base la seguente espressione:

$$1,00 E_x + 0,3 E_y + 0,00 E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8
Ex + 0.3 Ey	Ex + 0.3 Ey	Ex - 0.3 Ey	-Ex + 0.3 Ey	-Ex - 0.3 Ey	0.3 Ex + Ey	-0.3 Ex + Ey	0.3 Ex - Ey	-0.3 Ex - Ey
1: peso proprio	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰
2: SLV X [SRSS]	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	-1,000000x10 ⁰	-1,000000x10 ⁰	3,000000x10 ⁻¹	-3,000000x10 ⁻¹	3,000000x10 ⁻¹	-3,000000x10 ⁻¹
3: SLV Y [SRSS]	3,000000x10 ⁻¹	-3,000000x10 ⁻¹	3,000000x10 ⁻¹	-3,000000x10 ⁻¹	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	1,000000x10 ⁰	-1,000000x10 ⁰

Total Combinations: 8

Figura 12 - Schermata del solutore *Spectral Response* per l'immissione dei vettori di direzione del sisma.

Di seguito vengono riportate le tabelle riassuntive con indicata la combinazione di carichi più gravosa per ogni elemento resistente (sono indicate in grigio gli elementi resistenti nella direzione del sisma).

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	M _{sd} < M _u
E _x + 0,3E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	8,39	10,91	0,778	488,94	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	8,28	10,76	0,234	160,81	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	3,18	4,13	0,208	150,44	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	21,5	27,95	0,6	157,71	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	0,97	1,26	0,336	206,39	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	2,47	3,21	0,176	193,81	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	294,06	382,28	1,64	14394,39	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	30,87	40,13	0,951	3092,81	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	45,86	59,62	0,464	199,88	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	40,21	52,27	0,661	291,08	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	17,51	22,76	0,479	64,53	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	9,45	12,29	0,31	196,07	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	127,32	165,52	1,601	13330,73	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	63,18	82,13	0,642	571,50	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	17,21	22,37	0,584	257,81	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	17,51	22,76	0,925	1366,61	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	5,37	6,98	0,783	723,50	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	2,26	2,94	0,293	230,76	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	585,64	646,30	2,475	451465,87	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	18,09	19,96	1,11	58875,83	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	256,34	282,89	0,63	6102,80	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	178,52	198,80	2,439	16952,18	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	30,38	33,83	1,211	2922,33	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	31,65	35,24	0,796	762,63	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	12,71	13,77	1,14	1430,73	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	2,39	2,59	0,619	110,67	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	3,57	3,87	0,344	104,96	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	11,19	12,48	1,767	7440,43	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	9,35	10,43	0,72	439,09	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	4,38	4,88	0,536	20,18	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	21,23	24,43	1,998	9226,02	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	38,25	44,02	1,019	1446,02	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	10,28	11,83	0,561	56,39	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	10,64	12,54	1,64	10177,96	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	18,37	21,64	1,148	4155,62	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	5,85	6,89	0,455	164,00	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	4,93	6,01	0,992	1302,69	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	5,77	7,03	0,754	508,57	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	5,89	7,18	0,554	46,40	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	386,99	483,19	1,907	3513,63	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	41,2	51,44	0,74	223,03	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	47,2	58,93	0,491	19,87	NO

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

 $E_x + 0,3E_y$

Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	616,18	801,03	1,581	2910,72	SI
Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	191,69	249,20	0,488	29,50	NO
Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	78,3	101,79	0,308	111,10	SI
Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	145,28	188,86	1,524	2288,96	SI
Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	27,75	36,08	0,651	125,24	SI
Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	7,3	9,49	0,725	212,37	SI
Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	1363,9	1773,07	2,786	31237,86	SI
Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	319,17	414,92	0,725	726,43	SI
Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	189,58	246,45	0,416	212,42	NO
Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	305,91	397,68	1,568	14689,75	SI
Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	74,21	96,47	0,722	1350,79	SI
Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	38,05	49,47	0,339	571,60	SI
Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	133,31	173,30	1,639	17699,24	SI
Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	291,62	379,11	1,179	7841,53	SI
Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	11,85	15,41	0,48	203,24	SI
Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	24,3	31,59	0,752	417,50	SI
Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	93,12	121,06	0,65	189,54	SI
Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	25,74	33,46	0,211	147,31	SI
Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	20,46	26,60	1,887	54087,55	SI
Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	1,51	1,96	0,767	3724,44	SI
Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	56,44	73,37	0,298	1301,26	SI
Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	188,24	231,53	1,705	23109,02	SI
Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	34,51	42,45	1,088	6671,40	SI
Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	1,53	1,88	0,118	506,33	SI
Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	55,04	64,50	2,162	18923,09	SI
Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	2,94	3,45	0,688	574,41	SI
Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	4,67	5,47	0,115	231,53	SI
Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	82,92	93,39	1,802	23149,82	SI
Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	8,54	9,62	0,648	771,24	SI
Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	26,45	29,79	0,123	456,61	SI
Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	245,03	276,26	1,527	4468,86	SI
Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	33,8	38,11	0,63	186,32	SI
Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	3,54	3,99	0,189	169,99	SI
Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	90,13	113,56	1,362	1566,51	SI
Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	24,98	31,47	0,47	31,04	NO
Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	0,11	0,14	0,215	76,12	SI
Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	98,39	123,97	1,273	2063,61	SI
Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	4,21	5,30	0,471	48,11	SI
Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	5,99	7,55	0,216	120,19	SI
Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	1,16	1,46	1,152	1100,76	SI
Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	12,79	16,12	0,984	1191,22	SI
Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	2,09	2,63	0,248	94,53	SI
Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	133,58	134,92	1,373	4056,70	SI
Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	62,08	62,70	2,383	9499,52	SI
Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	17,72	17,90	0,588	82,22	SI
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	110,78	114,10	1,956	10309,89	SI

$E_x + 0,3E_y$	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	4,71	4,85	1,169	1713,28	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	17,2	17,72	0,494	32,21	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	183,55	192,73	2,786	30974,78	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	179,81	188,80	2,416	17879,21	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	130,91	137,46	0,817	939,68	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	4,61	4,93	2,466	11325,46	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	17,73	18,97	1,584	3161,23	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	1,02	1,09	0,545	22,80	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	3,84	3,92	1,553	4309,15	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	18,21	18,57	1,183	1995,76	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	4,14	4,22	0,521	2,33	NO
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	74,7	76,19	1,437	4119,08	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	1,37	1,40	1,039	1595,48	SI
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	25,21	25,71	0,624	187,93	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	10,88	11,64	1,663	4482,32	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	20,46	21,89	1,617	3968,02	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	7,21	7,71	0,601	105,46	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	99,52	115,44	1,806	9306,27	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	15,72	18,24	0,987	1745,63	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	48,19	55,90	0,279	259,08	SI

Tabella 3 - Verifica allo SLU a pressoflessione nel piano secondo le NTC 08, combinazione di carico $E_x + 0,3 E_y$.

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	M _{sd} < M _u
E _x - 0,3E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	14,86	19,32	0,621	150,22	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	2,98	3,87	0,299	159,23	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	3,37	4,38	0,129	116,72	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	24,8	32,24	0,862	995,03	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	1,7	2,21	0,41	152,05	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	6,78	8,81	0,221	211,78	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	71,46	92,90	1,779	17557,03	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	57,25	74,43	1,16	5613,63	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	58,87	76,53	0,531	32,12	NO
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	47,64	61,93	0,898	1073,34	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	21,49	27,94	0,605	153,22	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	13,01	16,91	0,331	188,69	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	80,81	105,05	1,922	20767,87	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	5,84	7,59	0,819	1811,18	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	5,1	6,63	0,701	900,59	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	27,24	35,41	1,301	3718,81	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	7,62	9,91	1,039	1904,41	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	2,31	3,00	0,338	214,06	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	1802,2	1988,88	2,91	649090,39	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	506,14	558,57	1,27	85715,76	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	92,73	102,34	0,708	11846,29	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	179,57	199,97	2,282	14561,45	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	108,43	120,75	1,079	2104,41	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	72,5	80,73	0,707	456,74	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	14,33	15,53	0,983	919,90	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	11,59	12,56	0,642	142,21	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	8,14	8,82	0,349	103,51	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	15,19	16,94	1,994	9928,08	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	18,06	20,14	0,618	181,99	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	5,02	5,60	0,604	139,42	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	78,49	90,33	2,241	12052,62	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	47,88	55,10	1,223	2448,95	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	19,68	22,65	0,656	229,69	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	20,78	24,48	2,235	21257,45	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	20,6	24,27	1,359	6579,54	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	8,95	10,54	0,51	34,59	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	13,11	15,98	1,008	1368,84	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	24,11	29,39	0,9	990,31	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	6,87	8,38	0,691	311,61	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	646,2	806,83	2,581	7070,93	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	128,9	160,94	0,812	325,83	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	65,71	82,04	0,591	51,42	NO
E _x - 0,3E _y	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	14,18	18,43	2,035	5353,87	SI

Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	1,07	1,39	0,572	49,01	SI
Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	10,16	13,21	0,381	90,72	SI
Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	145,03	188,54	2,459	7142,18	SI
Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	33,92	44,10	0,858	431,49	SI
Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	7,14	9,28	0,804	327,51	SI
Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	42,31	55,00	2,594	26617,67	SI
Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	36	46,80	1,014	2467,79	SI
Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	5,2	6,76	0,455	147,45	SI
Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	741,63	964,12	1,866	22465,53	SI
Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	143,09	186,02	0,769	1778,09	SI
Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	8,12	10,56	0,375	508,42	SI
Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	384,81	500,25	1,353	10867,28	SI
Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	274,53	356,89	0,974	4454,45	SI
Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	15,29	19,88	0,394	502,43	SI
Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	5,63	7,32	1,578	4032,64	SI
Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	78,93	102,61	1,374	2680,22	SI
Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	21,89	28,46	0,497	28,66	SI
Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	101,12	131,46	0,903	7214,20	SI
Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	43,91	57,08	0,461	565,94	SI
Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	111,07	144,39	0,21	1276,04	SI
Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	248,72	305,92	2,476	55444,22	SI
Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	43,04	52,94	1,134	7519,34	SI
Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	4,22	5,19	0,112	487,71	SI
Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	70,67	82,81	2,06	16908,41	SI
Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	3,07	3,60	0,702	635,75	SI
Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	6,18	7,24	0,121	240,02	SI
Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	100,26	112,92	2,871	67704,10	SI
Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	9,36	10,54	0,634	670,23	SI
Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	23,36	26,31	0,123	456,61	SI
Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	193,26	217,89	2,322	12175,02	SI
Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	62,25	70,18	0,647	221,67	SI
Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	27,84	31,39	0,192	171,13	SI
Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	120,94	152,38	1,312	1419,10	SI
Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	27,15	34,21	0,467	32,60	NO
Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	2,59	3,26	0,224	76,99	SI
Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	55,16	69,50	1,124	1460,21	SI
Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	6,11	7,70	0,456	60,08	SI
Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	1,48	1,86	0,204	117,95	SI
Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	17,56	22,13	1,236	1338,68	SI
Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	15,56	19,61	0,912	931,72	SI
Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	2,07	2,61	0,261	94,77	SI
Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	146,91	148,38	1,407	4323,39	SI
Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	133,22	134,55	2,539	10970,17	SI
Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	64,61	65,26	0,555	38,36	NO
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	176,4	181,69	2,11	12316,61	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

E _x - 0,3E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	111,11	114,44	0,943	898,74	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	60,59	62,41	0,344	139,45	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	88,37	92,79	1,963	13888,42	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	260,15	273,16	2,209	14559,99	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	94,83	99,57	0,83	996,81	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	30,97	33,14	1,652	4408,94	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	76,14	81,47	1,393	2279,70	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	85,62	91,61	0,541	18,57	NO
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	56,54	57,67	1,441	3563,71	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	61,71	62,94	0,73	386,57	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	45,88	46,80	0,439	93,94	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	60,61	61,82	1,851	7708,41	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	76,73	78,26	1,054	1665,54	SI
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	26,56	27,09	0,575	89,37	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	41,11	43,99	0,957	982,34	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	48,74	52,15	1,365	2578,23	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	69,65	74,53	0,564	52,17	NO
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	81,05	94,02	1,224	3446,68	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	97,62	113,24	0,739	608,81	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	19,43	22,54	0,269	260,04	SI

Tabella 4 - Verifica allo SLU a pressoflessione nel piano secondo le NTC 08, combinazione di carico E_x - 0,3 E_y.

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	
-E _x + 0,3E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	7,09	9,22	0,949	995,96	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	3,01	3,91	0,358	140,38	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	2,35	3,06	0,263	156,98	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	24,67	32,07	0,547	45,13	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	4,72	6,14	0,289	222,20	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	5,94	7,72	0,21	208,57	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	156,6	203,58	1,044	4275,09	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	23,42	30,45	0,688	863,39	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	29,53	38,39	0,348	445,89	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	5,26	6,84	0,479	66,75	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	0,81	1,05	0,382	165,55	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	1,72	2,24	0,202	192,62	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	166,14	215,98	1,054	4323,97	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	47,88	62,24	0,382	401,36	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	19,27	25,05	0,292	485,63	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	5,46	7,10	0,313	241,13	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	0,53	0,69	0,371	199,89	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	0,78	1,01	0,193	218,17	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	1129,02	1245,97	1,79	211948,15	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	704,73	777,73	0,848	24911,75	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	76,32	84,23	0,504	853,54	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	183,4	204,23	2,266	14327,85	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	114,87	127,92	1,44	4631,15	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	71,02	79,09	0,961	1476,67	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	34,45	37,33	1,34	2226,64	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	25,22	27,33	0,537	14,21	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	8,66	9,38	0,3	114,07	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	28,47	31,75	1,339	3698,77	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	25,11	28,00	0,954	1271,97	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	1,19	1,33	0,423	119,88	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	33,25	38,26	1,544	4935,51	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	26,88	30,93	0,796	621,98	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	7,73	8,90	0,395	132,60	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	4,59	5,41	0,924	2059,46	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	13,3	15,67	0,898	1950,91	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	3,81	4,49	0,327	340,54	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	36,09	44,00	0,966	1198,26	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	12,9	15,73	0,41	134,83	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	1,96	2,39	0,7	332,55	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	134,99	168,55	1,599	2290,61	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

-E _x + 0,3E _y	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	46,91	58,57	1,344	1531,22	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	21,32	26,62	0,916	459,20	SI
	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	21,21	27,57	0,493	25,52	NO
	Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	0,26	0,34	0,296	116,77	SI
	Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	4,99	6,49	0,179	103,36	SI
	Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	75,68	98,38	1,703	3015,08	SI
	Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	5,17	6,72	0,181	92,79	SI
	Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	1,26	1,64	0,433	56,29	SI
	Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	103,28	134,26	0,664	464,65	SI
	Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	10,21	13,27	0,865	1466,65	SI
	Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	5,66	7,36	0,415	213,89	SI
	Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	214,09	278,32	1,212	7487,34	SI
	Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	88,17	114,62	0,579	305,81	SI
	Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	91,41	118,83	0,503	91,16	NO
	Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	275,73	358,45	1,749	20748,32	SI
	Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	288,95	375,64	1,309	10430,81	SI
	Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	18,39	23,91	0,538	81,26	SI
	Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	39,21	50,97	1,041	1306,52	SI
	Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	84,07	109,29	0,676	237,40	SI
	Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	18,79	24,43	0,152	126,20	SI
	Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	90	117,00	1,47	29255,90	SI
	Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	66,2	86,06	0,936	7689,89	SI
	Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	7,96	10,35	0,244	1321,45	SI
	Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	28,71	35,31	1,73	23943,69	SI
	Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	6,14	7,55	0,827	2729,50	SI
	Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	6,51	8,01	0,125	527,09	SI
	Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	13,35	15,64	2,355	23039,16	SI
	Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	2,21	2,59	0,639	375,31	SI
	Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	3,04	3,56	0,111	225,66	SI
	Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	541,52	609,88	1,894	26081,59	SI
	Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	258	290,57	0,55	142,42	NO
	Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	136,41	153,63	0,109	418,81	SI
	Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	137,51	155,03	1,644	5371,81	SI
	Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	48,33	54,49	0,484	51,72	NO
	Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	19,33	21,79	0,138	143,08	SI
	Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	2,14	2,70	0,923	506,29	SI
	Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	2,98	3,75	0,49	20,09	SI
	Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	3,28	4,13	0,119	55,28	SI
	Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	7,63	9,61	0,843	583,33	SI
	Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	0,61	0,77	0,357	116,81	SI
	Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	0,56	0,71	0,149	101,01	SI
	Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	10,85	13,67	1,581	2540,61	SI
	Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	10,84	13,66	0,65	217,09	SI
	Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	3,07	3,87	0,625	88,66	SI
-E _x + 0,3E _y	Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	124,62	125,87	1,253	3179,64	SI
	Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	5,2	5,25	1,211	1786,06	SI

Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	9,69	9,79	0,539	18,77	SI
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	20,54	21,16	1,087	2255,61	SI
Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	2,62	2,70	1,347	2517,91	SI
Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	21,44	22,08	0,653	192,89	SI
Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	321,87	337,96	1,216	4141,12	SI
Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	89,65	94,13	0,674	398,47	SI
Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	30,75	32,29	0,283	265,21	SI
Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	28,4	30,39	1,172	1798,35	SI
Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	0,47	0,50	0,499	22,29	SI
Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	8,14	8,71	0,128	95,02	SI
Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	17,29	17,64	1,066	1559,68	SI
Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	9,49	9,68	0,944	1016,08	SI
Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	1,54	1,57	0,396	128,25	SI
Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	77,68	79,23	1,184	2454,68	SI
Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	54,53	55,62	0,724	433,40	SI
Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	42,29	43,14	0,627	194,43	SI
Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	27,33	29,24	2,418	10832,62	SI
Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	10,47	11,20	1,231	1955,21	SI
Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	2,38	2,55	0,635	159,85	SI
Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	96,63	112,09	2,416	18367,56	SI
Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	43,84	50,85	1,764	8341,45	SI
Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	5,99	6,95	0,686	426,64	SI

Tabella 5 - Verifica allo SLU a pressoflessione nel piano secondo le NTC 08, combinazione di carico $-E_x + 0,3 E_y$.

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	
-E _x - 0,3E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	9,26	12,04	1,03	1286,38	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	3,42	4,45	0,42	102,71	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	1,51	1,96	0,268	156,89	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	21,37	27,78	0,804	769,41	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	3,99	5,19	0,362	191,40	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	8,57	11,14	0,227	213,20	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	149,55	194,42	1,732	16453,68	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	1,39	1,81	0,973	3326,92	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	13,63	17,72	0,418	321,05	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	43,07	55,99	0,715	437,84	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	19,2	24,96	0,508	23,07	NO
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	9,66	12,56	0,287	201,15	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	40,3	52,39	1,3	7802,74	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	12,38	16,09	0,533	40,78	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	0,51	0,66	0,403	347,82	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	15,19	19,75	0,689	420,72	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	1,73	2,25	0,542	37,04	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	0,73	0,95	0,237	232,16	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	87,55	96,62	2,223	353155,96	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	209,8	231,53	1,008	44179,13	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	48,48	53,50	0,584	3230,80	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	182,35	203,06	2,109	12134,16	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	36,82	41,00	1,309	3608,60	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	30,16	33,59	0,872	1067,80	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	35,83	38,83	1,233	1780,60	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	24,03	26,04	0,84	495,02	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	3,89	4,22	0,457	51,29	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	32,47	36,21	1,566	5528,84	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	24,6	27,43	1,277	2977,88	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	2,75	3,07	0,736	445,91	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	42,03	48,37	1,787	7071,48	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	34,32	39,50	1,367	3300,19	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	18,78	21,61	0,712	354,07	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	14,73	17,35	1,519	8406,06	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	13,09	15,42	1,524	8834,20	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	8,65	10,19	0,55	79,73	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	8,8	10,73	0,982	1262,08	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	3,44	4,19	0,895	971,76	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	8,75	10,67	0,973	1174,20	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	124,23	155,11	1,398	1628,66	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	28,51	35,60	0,915	497,91	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	47,47	59,27	0,593	53,11	NO
	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	4,46	5,80	0,947	698,96	SI

-E _x - 0,3E _y	Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	2,63	3,42	0,517	5,17	SI
	Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	10,1	13,13	0,338	104,89	SI
	Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	94,8	123,24	2,439	7010,91	SI
	Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	14,24	18,51	0,582	51,73	SI
	Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	3,85	5,01	0,772	278,69	SI
	Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	69,89	90,86	1,472	6922,39	SI
	Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	38,99	50,69	1,68	9631,72	SI
	Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	3,89	5,06	0,998	2268,72	SI
	Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	53,62	69,71	1,515	13473,55	SI
	Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	52,56	68,33	0,927	3518,69	SI
	Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	44,26	57,54	0,795	1986,11	SI
	Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	24,23	31,50	1,463	13307,67	SI
	Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	234,55	304,92	1,359	11517,90	SI
	Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	29,86	38,82	0,671	985,26	SI
	Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	20,53	26,69	2,331	10207,69	SI
	Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	75,05	97,57	1,938	6285,12	SI
	Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	19,92	25,90	0,502	23,33	NO
	Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	35,02	45,53	1,984	60911,27	SI
	Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	3,71	4,82	0,865	5885,60	SI
	Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	23,73	30,85	0,236	1314,81	SI
	Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	13,46	16,56	1,826	27282,01	SI
	Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	99,66	122,58	1,232	9478,89	SI
	Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	50,07	61,59	0,179	652,32	SI
	Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	2,28	2,67	2,254	20835,54	SI
	Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	3,5	4,10	0,977	2242,23	SI
	Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	6,83	8,00	0,174	299,62	SI
	Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	20,17	22,72	1,963	28391,98	SI
	Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	4,21	4,74	0,806	2169,41	SI
	Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	34,53	38,89	0,158	535,19	SI
	Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	85,74	96,67	1,439	3842,30	SI
	Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	67,88	76,53	0,805	626,54	SI
	Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	21,36	24,08	0,204	175,23	SI
	Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	34,68	43,70	0,873	419,04	SI
	Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	3,97	5,00	0,501	13,64	SI
	Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	9,88	12,45	0,199	74,12	SI
	Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	35,6	44,86	0,694	256,79	SI
	Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	14,57	18,36	0,513	9,87	NO
	Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	10,03	12,64	0,212	119,50	SI
	Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	12,45	15,69	0,597	67,31	SI
	Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	6,8	8,57	0,318	170,89	SI
	Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	5,16	6,50	0,163	81,35	SI
	Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	74,75	75,50	1,288	3425,11	SI
	Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	11,44	11,55	1,367	2473,12	SI
	Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	1,72	1,74	0,507	17,11	SI
	Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	6,59	6,79	1,241	3278,01	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

-E _x - 0,3E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	1,69	1,74	1,121	1520,90	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	18,64	19,20	0,505	20,33	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	204,13	214,34	2,059	15538,64	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	126,94	133,29	1,452	5274,03	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	60,53	63,56	0,551	60,84	NO
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	23,42	25,06	2,211	8821,85	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	1,71	1,83	1,06	1070,94	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	7,04	7,53	0,358	110,92	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	8,17	8,33	1,256	2480,39	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	0,82	0,84	0,79	539,46	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	2,63	2,68	0,408	119,63	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	8,17	8,33	1,598	5387,22	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	30,08	30,68	0,914	1063,69	SI
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	0,23	0,23	0,578	94,99	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	7,71	8,25	1,712	4812,69	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	13,9	14,87	1,056	1262,82	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	2,2	2,35	0,598	100,91	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	124,7	144,65	1,595	6867,57	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	49,59	57,52	1,539	5958,31	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	5,4	6,26	0,663	354,24	SI

Tabella 6 - Verifica allo SLU a pressoflessione nel piano secondo le NTC 08, combinazione di carico -E_x - 0,3 E_y.

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	M _{sd} < M _u
0,3E _x + E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	8,08	10,50	0,587	92,86	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	2,48	3,22	0,207	155,56	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	1,75	2,28	0,168	136,96	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	1,49	1,94	0,274	231,91	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	1,87	2,43	0,234	222,24	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	3,88	5,04	0,186	198,91	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	56,7	73,71	1,373	9170,99	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	2,79	3,63	0,683	831,18	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	17,28	22,46	0,357	433,87	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	29,95	38,94	0,321	206,28	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	12,08	15,70	0,298	206,22	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	2,63	3,42	0,27	202,88	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	80,54	104,70	1,071	4534,31	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	6,8	8,84	0,369	423,51	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	15,8	20,54	0,313	473,18	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	1,94	2,52	0,272	250,51	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	0,67	0,87	0,34	220,61	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	1,14	1,48	0,207	224,06	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	1433,82	1582,34	1,73	195145,08	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	816,79	901,39	0,832	23239,35	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	137,57	151,82	0,495	1240,68	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	50,61	56,36	1,186	2853,14	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	111,51	124,18	0,537	26,83	NO
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	51,95	57,85	0,344	215,60	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	66,48	72,04	1,41	2543,64	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	18,01	19,52	0,564	43,22	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	8,77	9,50	0,322	110,34	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	12,57	14,02	1,352	3794,16	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	12,87	14,35	0,922	1138,09	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	2,51	2,80	0,417	125,28	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	64,63	74,38	1,556	5032,32	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	23,03	26,50	0,702	359,83	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	10,17	11,70	0,393	133,99	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	19,05	22,44	0,695	664,98	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	44,65	52,60	0,81	1347,05	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	16,18	19,06	0,346	325,35	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	22,45	27,37	0,963	1186,46	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	2,05	2,50	0,469	73,53	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	6,6	8,05	0,587	101,09	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	98,12	122,51	1,555	2136,51	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	91,96	114,82	1,421	1770,74	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	16,54	20,65	0,935	491,38	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

0,3E _x + E _y	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	28,65	37,25	0,67	171,64	SI
	Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	0,37	0,48	0,323	112,25	SI
	Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	4,64	6,03	0,178	103,08	SI
	Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	60,81	79,05	0,495	20,61	NO
	Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	9,25	12,03	0,245	102,08	SI
	Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	0,43	0,56	0,528	4,01	SI
	Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	69,3	90,09	1,101	3154,06	SI
	Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	39,38	51,19	0,48	101,66	SI
	Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	19,77	25,70	0,458	141,85	SI
	Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	198,62	258,21	2,562	46827,16	SI
	Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	62,99	81,89	2,184	34067,42	SI
	Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	110,58	143,75	1,453	12403,17	SI
	Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	303,27	394,25	2,011	28953,57	SI
	Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	319,59	415,47	1,464	13965,73	SI
	Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	2,75	3,58	0,601	465,79	SI
	Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	51,31	66,70	1,175	1856,00	SI
	Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	106,5	138,45	0,781	462,19	SI
	Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	27,81	36,15	0,22	149,16	SI
	Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	31,58	41,05	2,115	70754,34	SI
	Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	67,84	88,19	0,637	1446,86	SI
	Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	18,47	24,01	0,16	1127,65	SI
	Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	31,35	38,56	2,801	73158,08	SI
	Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	19,06	23,44	0,998	5145,18	SI
	Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	4,95	6,09	0,129	538,48	SI
	Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	12,87	15,08	2,348	22882,92	SI
	Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	2,53	2,96	0,656	441,63	SI
	Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	2,33	2,73	0,108	221,17	SI
	Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	34,66	39,04	2,404	45417,00	SI
	Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	6,31	7,11	0,629	635,06	SI
	Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	28,55	32,15	0,118	443,53	SI
	Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	267,8	301,93	2,457	13849,49	SI
	Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	32,07	36,16	0,628	182,26	SI
	Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	1,6	1,80	0,169	161,11	SI
	Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	43,53	54,85	1,267	1292,29	SI
	Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	20,34	25,63	0,433	48,66	SI
	Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	3,13	3,94	0,179	70,79	SI
	Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	117,06	147,50	1,297	2169,78	SI
	Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	14,99	18,89	0,449	65,37	SI
	Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	9,36	11,79	0,207	118,56	SI
	Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	20,99	26,45	1,203	1242,66	SI
	Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	10,83	13,65	0,951	1068,90	SI
	Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	0,18	0,23	0,24	94,14	SI
	Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	32,16	32,48	1,291	3446,55	SI
	Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	36,36	36,72	1,791	4867,51	SI
	Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	7,75	7,83	0,608	111,07	SI
	Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	53,77	55,38	1,472	5138,68	SI

0,3E _x + E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	4,14	4,26	1,495	3296,35	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	1,86	1,92	0,725	332,54	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	30,44	31,96	1,581	8218,92	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	121,74	127,83	0,97	1695,76	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	31,52	33,10	0,391	201,36	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	19,75	21,13	1,424	3033,12	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	0,62	0,66	0,672	188,61	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	12,03	12,87	0,185	117,50	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	69,5	70,89	0,964	1145,62	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	137,32	140,07	1,081	1541,95	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	90,34	92,15	0,402	124,03	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	60,9	62,12	0,866	931,98	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	143,4	146,27	0,566	72,81	NO
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	111,2	113,42	0,682	323,06	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	160,54	171,78	2,751	14489,89	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	143,71	153,77	1,803	5176,52	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	72,69	77,78	0,655	194,26	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	235,31	272,96	1,778	8962,07	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	65,33	75,78	0,905	1317,89	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	68,73	79,73	0,295	255,96	SI

Tabella 7 - Verifica allo SLU a pressoflessione nel piano secondo le NTC 08, combinazione di carico 0,3E_x + E_y.

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	
0,3E _x - E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	8,08	10,50	0,587	92,86	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	2,48	3,22	0,207	155,56	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	1,75	2,28	0,168	136,96	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	1,49	1,94	0,274	231,91	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	1,87	2,43	0,234	222,24	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	3,88	5,04	0,186	198,91	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	56,7	73,71	1,373	9170,99	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	2,79	3,63	0,683	831,18	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	17,28	22,46	0,357	433,87	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	29,95	38,94	0,321	206,28	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	12,08	15,70	0,298	206,22	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	2,63	3,42	0,27	202,88	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	80,54	104,70	1,071	4534,31	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	6,8	8,84	0,369	423,51	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	15,8	20,54	0,313	473,18	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	1,94	2,52	0,272	250,51	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	0,67	0,87	0,34	220,61	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	1,14	1,48	0,207	224,06	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	1433,82	1582,34	1,73	195145,08	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	816,79	901,39	0,832	23239,35	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	137,57	151,82	0,495	1240,68	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	50,61	56,36	1,186	2853,14	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	111,51	124,18	0,537	26,83	NO
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	51,95	57,85	0,344	215,60	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	66,48	72,04	1,41	2543,64	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	18,01	19,52	0,564	43,22	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	8,77	9,50	0,322	110,34	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	12,57	14,02	1,352	3794,16	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	12,87	14,35	0,922	1138,09	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	2,51	2,80	0,417	125,28	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	64,63	74,38	1,556	5032,32	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	23,03	26,50	0,702	359,83	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	10,17	11,70	0,393	133,99	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	19,05	22,44	0,695	664,98	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	44,65	52,60	0,81	1347,05	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	16,18	19,06	0,346	325,35	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	22,45	27,37	0,963	1186,46	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	2,05	2,50	0,469	73,53	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	6,6	8,05	0,587	101,09	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	98,12	122,51	1,555	2136,51	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	91,96	114,82	1,421	1770,74	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	16,54	20,65	0,935	491,38	SI
0,3E _x - E _y	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	28,65	37,25	0,67	171,64	SI

Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	0,37	0,48	0,323	112,25	SI
Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	4,64	6,03	0,178	103,08	SI
Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	60,81	79,05	0,495	20,61	NO
Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	9,25	12,03	0,245	102,08	SI
Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	0,43	0,56	0,528	4,01	SI
Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	69,3	90,09	1,101	3154,06	SI
Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	39,38	51,19	0,48	101,66	SI
Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	19,77	25,70	0,458	141,85	SI
Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	198,62	258,21	2,562	46827,16	SI
Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	62,99	81,89	2,184	34067,42	SI
Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	110,58	143,75	1,453	12403,17	SI
Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	303,27	394,25	2,011	28953,57	SI
Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	319,59	415,47	1,464	13965,73	SI
Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	2,75	3,58	0,601	465,79	SI
Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	51,31	66,70	1,175	1856,00	SI
Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	106,5	138,45	0,781	462,19	SI
Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	27,81	36,15	0,22	149,16	SI
Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	31,58	41,05	2,115	70754,34	SI
Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	67,84	88,19	0,637	1446,86	SI
Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	18,47	24,01	0,16	1127,65	SI
Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	31,35	38,56	2,801	73158,08	SI
Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	19,06	23,44	0,998	5145,18	SI
Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	4,95	6,09	0,129	538,48	SI
Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	12,87	15,08	2,348	22882,92	SI
Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	2,53	2,96	0,656	441,63	SI
Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	2,33	2,73	0,108	221,17	SI
Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	34,66	39,04	2,404	45417,00	SI
Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	6,31	7,11	0,629	635,06	SI
Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	28,55	32,15	0,118	443,53	SI
Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	267,8	301,93	2,457	13849,49	SI
Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	32,07	36,16	0,628	182,26	SI
Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	1,6	1,80	0,169	161,11	SI
Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	43,53	54,85	1,267	1292,29	SI
Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	20,34	25,63	0,433	48,66	SI
Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	3,13	3,94	0,179	70,79	SI
Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	117,06	147,50	1,297	2169,78	SI
Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	14,99	18,89	0,449	65,37	SI
Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	9,36	11,79	0,207	118,56	SI
Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	20,99	26,45	1,203	1242,66	SI
Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	10,83	13,65	0,951	1068,90	SI
Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	0,18	0,23	0,24	94,14	SI
Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	32,16	32,48	1,291	3446,55	SI
Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	36,36	36,72	1,791	4867,51	SI
Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	7,75	7,83	0,608	111,07	SI
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	53,77	55,38	1,472	5138,68	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

0,3E _x - E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	4,14	4,26	1,495	3296,35	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	1,86	1,92	0,725	332,54	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	30,44	31,96	1,581	8218,92	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	121,74	127,83	0,97	1695,76	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	31,52	33,10	0,391	201,36	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	19,75	21,13	1,424	3033,12	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	0,62	0,66	0,672	188,61	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	12,03	12,87	0,185	117,50	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	69,5	70,89	0,964	1145,62	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	137,32	140,07	1,081	1541,95	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	90,34	92,15	0,402	124,03	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	60,9	62,12	0,866	931,98	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	143,4	146,27	0,566	72,81	NO
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	111,2	113,42	0,682	323,06	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	160,54	171,78	2,751	14489,89	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	143,71	153,77	1,803	5176,52	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	72,69	77,78	0,655	194,26	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	235,31	272,96	1,778	8962,07	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	65,33	75,78	0,905	1317,89	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	68,73	79,73	0,295	255,96	SI

Tabella 8 - Verifica allo SLU a pressoflessione nel piano secondo le NTC 08, combinazione di carico 0,3E_x - E_y.

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	M _{sd} < M _u
-0,3E _x + E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	6,4	8,32	0,71	327,33	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	2,57	3,34	0,243	161,79	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	2,48	3,22	0,209	150,69	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	12,36	16,07	0,257	232,39	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	3,58	4,65	0,219	218,80	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	7,39	9,61	0,187	199,39	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	190,73	247,95	1,253	7188,22	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	5,54	7,20	0,66	687,91	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	28,88	37,54	0,284	497,16	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	11,99	15,59	0,266	217,54	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	1,22	1,59	0,269	210,17	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	0,18	0,23	0,2	191,90	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	163,75	212,88	0,867	2304,82	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	108,69	141,30	0,311	491,59	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	4,97	6,46	0,228	484,36	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	1,68	2,18	0,217	243,69	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	1,1	1,43	0,176	216,68	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	0,23	0,30	0,088	131,15	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	1948,22	2150,02	1,524	142574,48	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	1031,57	1138,42	0,753	15659,78	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	124,29	137,16	0,701	11285,96	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	57,97	64,55	2,41	16497,11	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	155,08	172,69	1,512	5244,40	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	82,75	92,15	1,006	1704,54	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	21,78	23,60	1,485	2905,40	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	26,29	28,49	0,539	16,27	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	11,99	12,99	0,309	112,74	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	17,75	19,79	1,223	2898,23	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	23,21	25,88	0,992	1439,18	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	1,56	1,74	0,383	152,06	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	80,96	93,17	1,419	3980,75	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	19,64	22,60	0,635	203,83	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	8,56	9,85	0,343	162,01	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	5,13	6,04	0,48	113,98	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	12,47	14,69	0,736	908,67	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	6,69	7,88	0,308	351,89	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	26,81	32,69	0,956	1159,11	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	0,87	1,06	0,373	162,92	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	6,73	8,21	0,596	117,01	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	254,71	318,02	0,693	157,04	NO
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	118,39	147,82	1,313	1439,44	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	8,78	10,96	0,765	236,25	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

 $-0,3E_x + E_y$

Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	34,24	44,51	0,44	63,34	SI
Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	0,2	0,26	0,265	118,83	SI
Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	4,01	5,21	0,138	89,19	SI
Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	8,11	10,54	0,549	21,62	SI
Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	7,98	10,37	0,104	65,33	SI
Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	0,11	0,14	0,44	52,73	SI
Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	102,96	133,85	0,464	135,05	SI
Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	22,29	28,98	0,479	103,82	SI
Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	21,34	27,74	0,533	26,13	NO
Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	354,62	461,01	2,306	36856,98	SI
Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	111,7	145,21	2,078	30345,71	SI
Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	126,59	164,57	1,612	16112,39	SI
Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	425,98	553,77	2,044	30081,24	SI
Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	302,23	392,90	1,503	14931,84	SI
Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	11,82	15,37	0,618	583,02	SI
Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	55,77	72,50	1,262	2259,32	SI
Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	103,78	134,91	0,789	481,39	SI
Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	13,11	17,04	0,205	145,88	SI
Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	58,98	76,67	2,439	98196,37	SI
Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	2,22	2,89	0,672	1993,95	SI
Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	5,45	7,09	0,143	1055,07	SI
Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	19,33	23,78	1,731	23977,38	SI
Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	2,48	3,05	0,815	2583,80	SI
Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	2,95	3,63	0,13	541,28	SI
Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	7,65	8,96	2,406	24193,28	SI
Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	2,32	2,72	0,641	382,96	SI
Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	1,84	2,16	0,106	218,12	SI
Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	10,64	11,98	2,131	34417,12	SI
Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	5,18	5,83	0,6	440,44	SI
Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	16,17	18,21	0,114	432,73	SI
Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	235,54	265,56	2,193	10674,22	SI
Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	55,42	62,48	0,573	79,40	SI
Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	24,77	27,93	0,154	153,03	SI
Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	34,14	43,02	1,135	952,33	SI
Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	6,4	8,06	0,397	62,50	SI
Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	1,91	2,41	0,133	59,64	SI
Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	117,5	148,05	1,168	1628,41	SI
Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	23,46	29,56	0,414	88,87	SI
Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	11,75	14,81	0,222	121,11	SI
Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	2,72	3,43	1,332	1636,83	SI
Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	22,14	27,90	0,85	730,06	SI
Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	1,48	1,86	0,247	94,49	SI
Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	92,42	93,34	1,255	3193,44	SI
Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	1,07	1,08	1,439	2825,41	SI
Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	9,4	9,49	0,594	90,69	SI
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	9,15	9,42	1,211	3065,16	SI

-0,3E _x + E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	1,14	1,17	1,548	3599,27	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	23,57	24,28	0,773	438,70	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	410,82	431,36	1,599	8453,88	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	77,7	81,59	0,888	1267,79	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	31,06	32,61	0,33	248,63	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	16,61	17,77	1,474	3313,80	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	2,62	2,80	0,633	131,24	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	7,87	8,42	0,138	99,85	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	40,5	41,31	0,909	945,61	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	17,99	18,35	1,099	1618,17	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	0,3	0,31	0,392	130,96	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	40,58	41,39	0,789	658,64	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	19,05	19,43	0,534	17,87	NO
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	32,09	32,73	0,683	325,56	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	4,31	4,61	1,977	6796,05	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	14,71	15,74	1,71	4552,88	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	6,32	6,76	0,665	212,14	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	121,69	141,16	1,603	6953,51	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	43,49	50,45	0,862	1114,07	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	9,42	10,93	0,298	255,15	SI

Tabella 9 - Verifica allo SLU a pressoflessione nel piano secondo le NTC 08, combinazione di carico -0,3E_x + E_y.

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	
-0,3E _x - E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	13,82	17,97	0,982	1110,38	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	3,51	4,56	0,451	77,02	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	4,56	5,93	0,224	153,78	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	1,36	1,77	1,129	2328,92	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	1,15	1,50	0,465	88,33	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	4,37	5,68	0,245	216,11	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	107,43	139,66	2,116	26484,91	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	2,35	3,06	1,213	6358,33	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	49,88	64,84	0,51	47,68	NO
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	53,33	69,33	1,056	1793,64	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	24,63	32,02	0,689	352,69	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	2,42	3,15	0,327	190,29	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	14,29	18,58	1,696	15365,96	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	14,77	19,20	0,766	1390,92	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	8,91	11,58	0,613	398,74	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	30,76	39,99	1,342	4038,09	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	6,43	8,36	1,07	2079,00	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	0,39	0,51	0,324	220,75	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	2107,01	2325,26	1,969	266074,58	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	618,2	682,23	1,286	88654,10	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	31,48	34,74	0,719	12744,70	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	54,44	60,62	1,987	10552,97	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	105,07	117,00	1,075	2081,53	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	53,44	59,51	0,712	472,45	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	16,39	17,76	0,963	862,02	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	6,57	7,12	0,923	686,23	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	12,37	13,40	0,489	28,17	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	31,09	34,67	1,981	9776,20	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	8,73	9,74	0,975	1363,27	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	5,54	6,18	0,914	1015,96	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	109,9	126,48	2,229	11904,35	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	50,25	57,83	1,794	6521,59	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	26,77	30,81	0,956	1088,36	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	28,68	33,79	2,346	23759,68	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	16,63	19,59	1,984	16784,40	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	14,52	17,11	0,704	678,84	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	8,72	10,63	1,01	1377,21	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	3,72	4,54	1,341	3200,48	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	7,68	9,36	0,795	580,11	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	609,33	760,79	2,399	5991,17	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	228,17	284,89	1,132	956,77	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	86,8	108,38	0,866	378,94	SI
	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	21,61	28,09	1,857	4310,51	SI

-0,3E _x - E _y	Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	4,13	5,37	0,743	284,70	SI
	Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	15,28	19,86	0,516	5,85	NO
	Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	25,6	33,28	0,937	582,25	SI
	Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	27,55	35,82	0,345	91,99	SI
	Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	7,73	10,05	0,19	91,57	SI
	Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	8,33	10,83	1,037	2641,93	SI
	Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	32,79	42,63	0,754	863,81	SI
	Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	21,53	27,99	0,37	270,34	SI
	Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	566,9	736,97	1,986	26046,30	SI
	Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	146,78	190,81	1,076	5589,66	SI
	Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	50,15	65,20	0,778	1822,27	SI
	Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	412,35	536,06	1,091	5997,61	SI
	Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	240,12	312,16	1,003	4881,87	SI
	Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	6,83	8,88	0,491	154,40	SI
	Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	6,47	8,41	1,058	1371,42	SI
	Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	61,45	79,89	1,492	3313,84	SI
	Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	17,21	22,37	0,451	72,47	SI
	Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	20,61	26,79	1,157	15417,90	SI
	Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	8,66	11,26	0,695	2379,99	SI
	Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	89,51	116,36	0,298	1301,26	SI
	Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	121,26	149,15	2,049	35852,17	SI
	Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	149,48	183,86	1,318	11370,16	SI
	Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	3,26	4,01	0,166	627,82	SI
	Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	44,45	52,09	2,067	17043,12	SI
	Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	4,11	4,82	1,027	2616,42	SI
	Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	10,34	12,12	0,186	309,26	SI
	Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	68,42	77,06	2,361	43585,10	SI
	Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	7,59	8,55	0,834	2466,68	SI
	Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	40,33	45,42	0,166	549,95	SI
	Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	62,98	71,01	1,508	4329,76	SI
	Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	72,53	81,77	0,875	849,91	SI
	Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	23,31	26,28	0,234	182,08	SI
	Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	74,32	93,64	0,968	590,67	SI
	Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	7,87	9,92	0,555	22,41	SI
	Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	14,99	18,89	0,255	78,55	SI
	Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	54,99	69,29	0,669	211,41	SI
	Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	30,74	38,73	0,547	26,18	NO
	Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	9,99	12,59	0,225	121,52	SI
	Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	13,33	16,80	0,579	49,46	SI
	Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	5,83	7,35	0,337	164,29	SI
	Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	2,29	2,89	0,166	82,16	SI
	Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	73,8	74,54	1,369	4025,85	SI
	Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	54,4	54,94	1,959	6029,35	SI
	Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	17,18	17,35	0,486	38,27	SI
	Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	55,64	57,31	1,725	7626,88	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

-0,3E _x - E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	1,96	2,02	0,95	920,49	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	5,47	5,63	0,272	154,68	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	18,36	19,28	1,065	2836,90	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	202,01	212,11	1,476	5499,67	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	130,34	136,86	0,664	366,61	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	0,01	0,01	1,065	1364,84	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	4,63	4,95	0,954	773,68	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	7,73	8,27	0,388	98,32	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	44,24	45,12	1,542	4232,95	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	10,97	11,19	0,594	108,14	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	3,93	4,01	0,433	99,30	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	15,32	15,63	2,17	11207,21	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	36,14	36,86	1,199	2411,80	SI
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	27,58	28,13	0,519	5,79	NO
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	54,88	58,72	0,624	149,34	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	4,07	4,35	0,87	677,50	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	4,67	5,00	0,577	70,20	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	136,5	158,34	1,062	2299,65	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	52,66	61,09	1,408	4748,45	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	7,45	8,64	0,633	265,87	SI

Tabella 10 - Verifica allo SLU a pressoflessione nel piano secondo le NTC 08, combinazione di carico -0,3E_x - E_y.

9.3.2 Verifica a taglio nel piano della parete

Per edifici esistenti in muratura il valore della resistenza a taglio di calcolo è fornito dalla relazione:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{d0}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{d0}}}$$

dove:

V_t è il momento ultimo corrispondente al collasso per pressoflessione;

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusa la zona tesa);

t è lo spessore della parete;

$\sigma_0 = \frac{P}{l \cdot t}$ è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione (con P forza assiale agente positiva se di compressione);

τ_{d0} è la resistenza a taglio di riferimento per la muratura;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione; lo si assume pari a $1 \leq h/l \leq 1.5$.

I punti critici per la verifica dello sforzo di taglio sono i basamenti delle pareti; le seguenti verifiche a taglio, nelle otto combinazioni delle azioni, saranno limitate agli elementi utilizzati già in precedenza, ovvero i maschi murari. Il valore di V_{sd} , ossia del taglio agente di progetto, è determinato selezionando la linea lungo cui si trovano i nodi in esame ed eseguendo l'integrale dei loro valori di sollecitazione sulla lunghezza, attraverso la funzione *graph* di *Straus7*, considerando il valore *Area* che viene fornito; il valore della tensione verticale σ_0 è ricavato con lo stesso sistema, ma determinato come media aritmetica, anziché integrale, dei singoli valori σ_{zz} dei *plate* che costituiscono l'elemento indagato, a causa della natura stessa della grandezza tensione (*stress*).

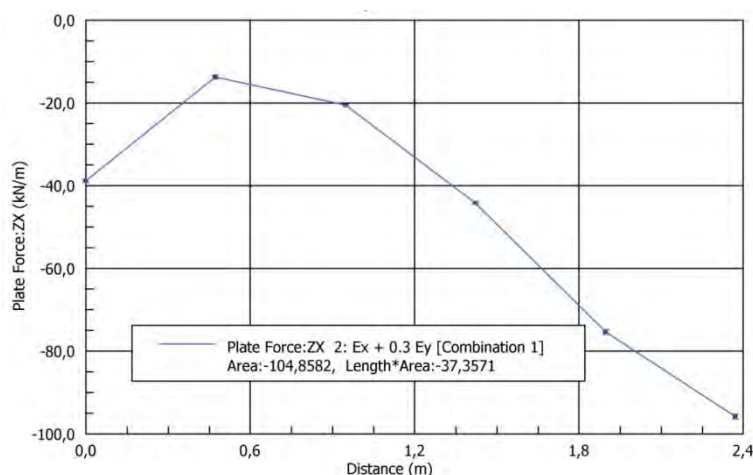


Figura 13 - Grafico per la determinazione dello sforzo di taglio nel piano della muratura.

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale δ rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo; ottenuti i valori dei tagli sollecitanti V_{sd} , per ogni elemento resistente considerato, quest'ultimi vanno amplificati secondo la stessa eccentricità δ (un aumento non superiore al 30%) stabilita per normativa dalla relazione (vedi § par. 7.3.3.2 delle NTC 2008):

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (34)$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Come da normativa, la risposta, essendo valutata mediante analisi statica e dinamica in campo lineare, può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti del sisma X , Y e Z (la componente verticale non viene tenuta conto in questa analisi); la risposta a ciascuna componente è combinata con gli effetti pseudo - statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono quindi combinati successivamente, applicando di base la seguente espressione:

$$1,00 E_x + 0,3 E_y + 0,00 E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Di seguito vengono riportate le tabelle riassuntive con indicata la combinazione di carichi più gravosa per l'elemento resistente (sono indicate in grigio gli elementi resistenti nella direzione del sisma).

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	
E _x + 0,3E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	77,4	100,62	0,778	58,03	NO
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	5,98	7,77	0,234	35,02	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	38,57	50,14	0,208	37,74	NO
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	21,44	27,87	0,6	70,72	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	38,73	50,35	0,336	57,23	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	11,44	14,87	0,176	48,39	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	130,48	169,62	1,64	266,92	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	55,98	72,77	0,951	217,90	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	34,17	44,42	0,464	175,10	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	9,01	11,71	0,661	69,37	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	44,95	58,44	0,479	63,39	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	13,8	17,94	0,31	58,67	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	104,84	136,29	1,601	259,28	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	52,8	68,64	0,642	176,93	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	19,46	25,30	0,584	192,21	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	8,45	10,99	0,925	94,19	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	20,31	26,40	0,783	92,66	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	16,6	21,58	0,293	65,90	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	393,51	434,27	2,475	4024,50	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	160,9	177,57	1,11	2892,10	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	102,7	113,34	0,63	2586,15	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	72,18	80,38	2,439	155,10	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	77,06	85,81	1,211	117,17	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	36,76	40,94	0,796	112,43	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	58,93	63,86	1,14	59,76	NO
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	46,82	50,74	0,619	44,78	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	35,33	38,29	0,344	36,65	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	121,69	135,70	1,767	123,39	NO
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	33,98	37,89	0,72	80,17	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	25,22	28,12	0,536	75,27	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	11,57	13,32	1,998	121,27	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	60,52	69,65	1,019	87,81	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	1,7	1,96	0,561	71,15	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	36,36	42,84	1,64	195,22	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	20,68	24,36	1,148	188,46	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	13,43	15,82	0,455	130,34	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	14,01	17,08	0,992	76,84	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	43,75	53,34	0,754	77,35	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	8,54	10,41	0,554	72,14	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	137,81	172,07	1,907	50,39	NO
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	31,41	39,22	0,74	36,45	NO
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	17,17	21,44	0,491	32,39	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

 $E_x + 0,3E_y$

Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	34,33	44,63	1,581	60,05	SI
Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	6,57	8,54	0,488	37,42	SI
Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	4,79	6,23	0,308	34,25	SI
Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	63,95	83,14	1,524	50,85	NO
Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	42,95	55,84	0,651	37,05	NO
Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	23,84	30,99	0,725	44,38	SI
Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	90,34	117,44	2,786	226,28	SI
Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	30,79	40,03	0,725	128,90	SI
Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	43,11	56,04	0,416	112,31	SI
Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	133,56	173,63	1,568	308,10	SI
Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	35,06	45,58	0,722	243,82	SI
Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	3,4	4,42	0,339	195,66	SI
Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	159,79	207,73	1,639	339,89	SI
Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	180,46	234,60	1,179	334,25	SI
Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	97,31	126,50	0,48	248,91	SI
Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	16,66	21,66	0,752	58,11	SI
Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	101,16	131,51	0,65	56,56	NO
Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	29,25	38,03	0,211	38,40	SI
Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	33,46	43,50	1,887	791,33	SI
Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	45,61	59,29	0,767	531,59	SI
Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	85,34	110,94	0,298	390,11	SI
Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	63,49	78,09	1,705	410,71	SI
Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	9,89	12,16	1,088	343,96	SI
Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	5,74	7,06	0,118	141,15	SI
Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	37,44	43,87	2,162	215,09	SI
Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	39,98	46,85	0,688	128,16	SI
Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	16,49	19,32	0,115	65,04	SI
Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	91,24	102,76	1,802	369,72	SI
Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	26,27	29,59	0,648	234,17	SI
Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	1,83	2,06	0,123	125,81	SI
Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	56,55	63,76	1,527	98,88	SI
Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	3,85	4,34	0,63	67,04	SI
Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	6,86	7,73	0,189	43,98	SI
Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	90,43	113,94	1,362	43,95	NO
Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	43,02	54,21	0,47	26,45	NO
Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	13,91	17,53	0,215	19,89	SI
Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	57,03	71,86	1,273	67,04	NO
Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	26,75	33,71	0,471	41,74	SI
Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	23,11	29,12	0,216	31,43	SI
Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	55,1	69,43	1,152	44,86	NO
Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	103,49	130,40	0,984	79,23	NO
Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	26,31	33,15	0,248	25,60	NO
Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	129,47	130,76	1,373	111,90	NO
Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	126,69	127,96	2,383	99,99	NO
Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	55,23	55,78	0,588	59,35	SI
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	155,95	160,63	1,956	140,99	NO

E _x + 0,3E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	95,99	98,87	1,169	74,48	NO
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	48,73	50,19	0,494	57,78	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	82,29	86,40	2,786	224,37	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	228,42	239,84	2,416	183,62	NO
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	24,79	26,03	0,817	126,93	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	15,19	16,25	2,466	101,61	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	51,34	54,93	1,584	71,71	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	50,15	53,66	0,545	50,22	NO
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	0,39	0,40	1,553	92,14	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	39,82	40,62	1,183	84,41	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	15,11	15,41	0,521	66,78	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	10,77	10,99	1,437	103,25	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	16,93	17,27	1,039	92,21	SI
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	31,6	32,23	0,624	84,78	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	44,97	48,12	1,663	83,65	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	41,47	44,37	1,617	86,39	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	10,99	11,76	0,601	62,77	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	211,3	245,11	1,806	148,00	NO
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	17,75	20,59	0,987	115,17	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	41,74	48,42	0,279	74,20	SI

Tabella 11 - Verifica allo SLU a taglio secondo le NTC 08, combinazione di carico E_x + 0,3 E_y.

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
E _x - 0,3E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	30,37	39,48	0,621	52,03	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	61,73	80,25	0,299	39,21	NO
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	4,39	5,71	0,129	30,57	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	15,77	20,50	0,862	84,31	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	58,65	76,25	0,41	62,88	NO
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	9,11	11,84	0,221	53,61	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	117,54	152,80	1,779	277,86	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	67,82	88,17	1,16	240,17	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	43,84	56,99	0,531	186,78	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	13,47	17,51	0,898	80,51	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	62,75	81,58	0,605	70,92	NO
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	19,99	25,99	0,331	60,50	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	126,27	164,15	1,922	283,77	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	78,07	101,49	0,819	199,13	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	25,49	33,14	0,701	209,95	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	6,04	7,85	1,301	111,34	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	30,2	39,26	1,039	106,38	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	14,96	19,45	0,338	70,45	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	727,96	803,36	2,91	4360,82	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	424,27	468,22	1,27	3089,53	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	295,29	325,88	0,708	2736,19	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	222,33	247,58	2,282	150,07	NO
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	195,96	218,22	1,079	110,72	NO
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	109,27	121,68	0,707	106,14	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	80,51	87,25	0,983	55,58	NO
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	60,91	66,01	0,642	45,57	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	51,76	56,09	0,349	36,89	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	150,23	167,53	1,994	130,98	NO
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	55,39	61,77	0,618	74,47	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	4,83	5,39	0,604	79,71	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	42,71	49,15	2,241	128,35	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	86,97	100,09	1,223	96,02	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	19,47	22,41	0,656	76,72	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	47,62	56,10	2,235	227,47	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	32,69	38,51	1,359	204,74	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	20,59	24,26	0,51	137,63	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	22,89	27,91	1,008	77,44	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	50,64	61,74	0,9	84,30	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	17,71	21,59	0,691	80,25	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	209,77	261,91	2,581	58,53	NO
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	84,12	105,03	0,812	38,14	NO
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	49,25	61,49	0,591	35,39	NO
	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	21,08	27,40	2,035	68,02	SI

E _x - 0,3E _y	Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	17,94	23,32	0,572	40,37	SI
	Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	0,18	0,23	0,381	37,83	SI
	Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	17,37	22,58	2,459	64,40	SI
	Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	44,88	58,34	0,858	42,36	NO
	Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	9,41	12,23	0,804	46,67	SI
	Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	69,04	89,75	2,594	218,41	SI
	Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	3,18	4,13	1,014	151,76	SI
	Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	12,21	15,87	0,455	117,19	SI
	Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	212,4	276,12	1,866	335,72	SI
	Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	105,64	137,33	0,769	251,39	SI
	Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	31,11	40,44	0,375	205,15	SI
	Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	223,43	290,46	1,353	309,27	SI
	Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	250,46	325,60	0,974	304,42	NO
	Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	102,22	132,89	0,394	226,65	SI
	Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	33,52	43,58	1,578	83,51	SI
	Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	120,01	156,01	1,374	81,47	NO
	Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	49,95	64,94	0,497	57,22	NO
	Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	66,14	85,98	0,903	551,03	SI
	Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	71,09	92,42	0,461	416,13	SI
	Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	138,81	180,45	0,21	332,42	SI
	Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	83	102,09	2,476	493,89	SI
	Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	12,04	14,81	1,134	351,01	SI
	Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	8,22	10,11	0,112	138,12	SI
	Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	56,57	66,29	2,06	210,01	SI
	Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	48,36	56,67	0,702	129,42	SI
	Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	23,86	27,96	0,121	66,43	SI
	Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	103,57	116,64	2,871	465,57	SI
	Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	32,37	36,46	0,634	231,72	SI
	Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	6,78	7,64	0,123	125,81	SI
	Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	56,86	64,11	2,322	121,62	SI
	Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	4,46	5,03	0,647	67,90	SI
	Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	2,94	3,31	0,192	44,29	SI
	Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	52,02	65,55	1,312	43,15	NO
	Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	62,06	78,20	0,467	26,37	NO
	Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	0,73	0,92	0,224	20,27	SI
	Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	14,15	17,83	1,124	63,07	SI
	Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	4,85	6,11	0,456	41,10	SI
	Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	40,03	50,44	0,204	30,63	NO
	Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	16,93	21,33	1,236	46,44	SI
	Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	79,27	99,88	0,912	76,35	NO
	Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	10,07	12,69	0,261	26,20	SI
	Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	146,91	148,38	1,407	113,25	NO
	Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	133,22	134,55	2,539	103,18	NO
	Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	64,61	65,26	0,555	57,73	NO
	Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	176,4	181,69	2,11	146,37	NO

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

E _x - 0,3E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	111,11	114,44	0,943	67,05	NO
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	60,59	62,41	0,344	48,69	NO
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	88,37	92,79	1,963	188,66	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	260,15	273,16	2,209	175,66	NO
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	94,83	99,57	0,83	127,91	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	30,97	33,14	1,652	83,36	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	76,14	81,47	1,393	67,32	NO
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	85,62	91,61	0,541	50,04	NO
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	56,54	57,67	1,441	88,81	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	61,71	62,94	0,73	66,70	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	45,88	46,80	0,439	61,54	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	60,61	61,82	1,851	116,97	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	76,73	78,26	1,054	92,86	SI
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	26,56	27,09	0,575	81,50	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	41,11	43,99	0,957	63,78	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	48,74	52,15	1,365	79,48	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	69,65	74,53	0,564	60,88	NO
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	81,05	94,02	1,224	122,21	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	97,62	113,24	0,739	100,04	NO
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	19,43	22,54	0,269	72,96	SI

Tabella 12 - Verifica allo SLU a taglio secondo le NTC 08, combinazione di carico E_x - 0,3 E_y.

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	
-E _x + 0,3E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	109,72	142,64	0,949	63,94	NO
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	34,45	44,79	0,358	42,67	NO
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	49,63	64,52	0,263	42,02	NO
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	32,26	41,94	0,547	67,63	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	48,01	62,41	0,289	53,34	NO
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	29,03	37,74	0,21	52,38	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	72,97	94,86	1,044	213,76	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	55,78	72,51	0,688	186,13	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	29,44	38,27	0,348	152,77	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	33,39	43,41	0,479	59,41	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	61,69	80,20	0,382	56,92	NO
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	8,26	10,74	0,202	48,18	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	75,81	98,55	1,054	211,10	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	58,56	76,13	0,382	137,99	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	23,69	30,80	0,292	138,33	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	23,93	31,11	0,313	56,01	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	17,99	23,39	0,371	64,73	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	2,6	3,38	0,193	54,43	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	162,41	179,23	1,79	3428,65	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	186,06	205,33	0,848	2535,84	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	144,93	159,94	0,504	2323,39	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	9,69	10,79	2,266	149,55	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	52,83	58,83	1,44	127,57	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	38,14	42,47	0,961	123,23	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	108,7	117,79	1,34	64,69	NO
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	51,15	55,43	0,537	41,82	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	58,87	63,79	0,3	34,38	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	93,96	104,78	1,339	107,64	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	95,82	106,85	0,954	91,93	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	72,39	80,73	0,423	67,23	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	51,95	59,79	1,544	106,78	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	57,45	66,11	0,796	77,85	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	64,94	74,73	0,395	60,20	NO
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	7,33	8,64	0,924	147,33	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	38,06	44,84	0,898	167,14	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	12,98	15,29	0,327	111,54	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	38,16	46,52	0,966	75,85	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	8,12	9,90	0,41	57,75	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	28,75	35,05	0,7	80,75	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	99,78	124,58	1,599	46,20	NO
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	107,76	134,55	1,344	48,79	NO
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	57,19	71,41	0,916	43,77	NO

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

-E _x + 0,3E _y	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	18,35	23,86	0,493	34,06	SI
	Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	16,17	21,02	0,296	29,57	SI
	Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	5,18	6,73	0,179	26,76	SI
	Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	85,69	111,40	1,703	53,71	NO
	Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	0,88	1,14	0,181	20,39	SI
	Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	3,32	4,32	0,433	34,66	SI
	Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	77,37	100,58	0,664	111,92	SI
	Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	47,34	61,54	0,865	140,44	SI
	Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	25,21	32,77	0,415	112,18	SI
	Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	113,46	147,50	1,212	271,46	SI
	Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	151,43	196,86	0,579	219,18	SI
	Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	96,83	125,88	0,503	235,82	SI
	Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	114,58	148,95	1,749	350,96	SI
	Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	143,61	186,69	1,309	351,86	SI
	Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	23,91	31,08	0,538	262,87	SI
	Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	30,68	39,88	1,041	68,08	SI
	Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	36,5	47,45	0,676	57,64	SI
	Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	29,06	37,78	0,152	33,21	NO
	Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	67,77	88,10	1,47	699,64	SI
	Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	48,48	63,02	0,936	585,68	SI
	Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	21,74	28,26	0,244	355,82	SI
	Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	27,9	34,32	1,73	413,67	SI
	Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	3,85	4,74	0,827	300,87	SI
	Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	2,88	3,54	0,125	144,61	SI
	Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	51,39	60,22	2,355	224,39	SI
	Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	1,97	2,31	0,639	123,67	SI
	Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	14,67	17,19	0,111	64,09	SI
	Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	19,32	21,76	1,894	378,93	SI
	Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	27,64	31,13	0,55	216,41	SI
	Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	57,89	65,20	0,109	119,64	SI
	Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	2,28	2,57	1,644	102,54	SI
	Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	23,77	26,80	0,484	59,07	SI
	Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	44,49	50,16	0,138	38,34	NO
	Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	15,88	20,01	0,923	36,33	SI
	Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	20,03	25,24	0,49	26,98	SI
	Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	2,04	2,57	0,119	15,37	SI
	Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	31,68	39,92	0,843	54,80	SI
	Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	28,81	36,30	0,357	36,61	SI
	Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	7,25	9,14	0,149	26,67	SI
	Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	51,41	64,78	1,581	52,41	NO
	Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	31,31	39,45	0,65	64,78	SI
	Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	17,51	22,06	0,625	39,57	SI
	Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	90,44	91,34	1,253	106,98	SI
	Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	63,32	63,95	1,211	71,61	SI
	Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	49,16	49,65	0,539	56,92	SI
	Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	67,8	69,83	1,087	105,60	SI

-E _x + 0,3E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	116,06	119,54	1,347	79,85	NO
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	34,4	35,43	0,653	66,07	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	45,61	47,89	1,216	149,02	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	29,41	30,88	0,674	98,17	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	6,07	6,37	0,283	76,63	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	32,04	34,28	1,172	70,41	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	14,44	15,45	0,499	40,88	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	4,45	4,76	0,128	25,91	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	36,22	36,94	1,066	76,60	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	77,62	79,17	0,944	75,59	NO
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	48,49	49,46	0,396	58,61	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	26,74	27,27	1,184	93,88	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	79,99	81,59	0,724	77,34	NO
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	68,24	69,60	0,627	84,97	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	88,27	94,45	2,418	100,65	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	30,75	32,90	1,231	75,54	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	32,61	34,89	0,635	64,46	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	17,18	19,93	2,416	170,90	SI
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	46,62	54,08	1,764	153,19	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	75,91	88,06	0,686	113,66	SI

Tabella 13 - Verifica allo SLU a taglio secondo le NTC 08, combinazione di carico -E_x + 0,3 E_y.

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
-E _x - 0,3E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	102,73	133,55	1,03	66,55	NO
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	20,12	26,16	0,42	46,02	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	44,6	57,98	0,268	42,38	NO
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	37,92	49,30	0,804	81,49	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	28,09	36,52	0,362	59,28	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	31,36	40,77	0,227	54,27	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	84,43	109,76	1,732	274,21	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	39,71	51,62	0,973	220,35	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	22,45	29,19	0,418	166,60	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	28,93	37,61	0,715	72,06	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	43,9	57,07	0,508	65,20	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	14,32	18,62	0,287	56,60	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	63,19	82,15	1,3	234,00	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	36,32	47,22	0,533	161,75	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	11,89	15,46	0,403	160,95	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	21,52	27,98	0,689	81,61	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	11,34	14,74	0,542	77,55	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	4,24	5,51	0,237	59,75	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	212,56	234,58	2,223	3816,13	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	196,91	217,31	1,008	2758,88	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	133,91	147,78	0,584	2493,43	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	224,08	249,53	2,109	144,33	NO
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	59,24	65,97	1,309	121,73	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	23,2	25,84	0,872	117,53	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	87,12	94,41	1,233	62,10	NO
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	55,6	60,25	0,84	51,91	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	63,66	68,99	0,457	41,91	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	65,43	72,96	1,566	116,26	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	111,62	124,47	1,277	106,04	NO
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	80,68	89,97	0,736	87,70	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	20,81	23,95	1,787	114,76	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	44,47	51,18	1,367	101,42	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	70,18	80,76	0,712	79,82	NO
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	3,93	4,63	1,519	187,99	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	37,6	44,30	1,524	216,61	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	8,13	9,58	0,55	142,70	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	29,28	35,70	0,982	76,46	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	1,34	1,63	0,895	84,07	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	20,64	25,16	0,973	94,77	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	27,82	34,74	1,398	43,24	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	83,69	104,49	0,915	40,42	NO
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	37,24	46,50	0,593	35,45	NO
	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	31,6	41,08	0,947	46,70	SI

-E _x - 0,3E _y	Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	7,54	9,80	0,517	38,46	SI
	Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	0,27	0,35	0,338	35,77	SI
	Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	167,02	217,13	2,439	64,14	NO
	Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	1,58	2,05	0,582	35,10	SI
	Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	26,64	34,63	0,772	45,76	SI
	Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	36,66	47,66	1,472	165,08	SI
	Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	58,72	76,34	1,68	194,48	SI
	Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	57,42	74,65	0,998	171,24	SI
	Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	34,62	45,01	1,515	302,93	SI
	Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	129,18	167,93	0,927	275,32	SI
	Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	92,55	120,32	0,795	294,06	SI
	Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	50,94	66,22	1,463	321,40	SI
	Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	93,96	122,15	1,359	358,40	SI
	Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	36,32	47,22	0,671	292,36	SI
	Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	13,82	17,97	2,331	101,26	SI
	Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	80,5	104,65	1,938	96,53	NO
	Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	12,36	16,07	0,502	57,50	SI
	Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	35,08	45,60	1,984	811,17	SI
	Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	34,5	44,85	0,865	563,58	SI
	Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	24,48	31,82	0,236	350,45	SI
	Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	4,24	5,22	1,826	424,84	SI
	Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	11,24	13,83	1,232	365,57	SI
	Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	9,05	11,13	0,179	168,90	SI
	Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	32,26	37,80	2,254	219,57	SI
	Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	15,52	18,19	0,977	151,99	SI
	Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	10,94	12,82	0,174	77,69	SI
	Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	6,99	7,87	1,963	385,69	SI
	Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	32,32	36,40	0,806	260,28	SI
	Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	76,95	86,66	0,158	140,06	SI
	Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	1,97	2,22	1,439	96,03	SI
	Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	39,38	44,40	0,805	75,48	SI
	Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	70,91	79,95	0,204	45,51	NO
	Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	22,52	28,38	0,873	35,36	SI
	Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	57,44	72,37	0,501	27,27	NO
	Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	15,18	19,13	0,199	19,21	SI
	Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	74,56	93,95	0,694	49,87	NO
	Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	90,61	114,17	0,513	43,48	NO
	Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	14,68	18,50	0,212	31,17	SI
	Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	89,58	112,87	0,597	32,59	NO
	Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	10,64	13,41	0,318	46,12	SI
	Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	90,63	114,19	0,163	21,21	NO
	Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	72,99	73,72	1,288	108,44	SI
	Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	42,9	43,33	1,367	76,00	SI
	Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	39,77	40,17	0,507	55,28	SI
	Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	47,34	48,76	1,241	112,68	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

-E _x - 0,3E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	100,95	103,98	1,121	72,97	NO
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	33,77	34,78	0,505	58,39	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	39,53	41,51	2,059	193,17	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	61,14	64,20	1,452	142,80	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	23,82	25,01	0,551	104,93	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	16,26	17,40	2,211	96,27	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	10,36	11,09	1,06	58,87	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	23,84	25,51	0,358	41,13	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	15,29	15,60	1,256	83,01	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	5,09	5,19	0,79	69,31	SI
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	8,31	8,48	0,408	59,44	SI
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	23,1	23,56	1,598	108,79	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	10,99	11,21	0,914	86,62	SI
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	7,05	7,19	0,578	81,71	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	2,2	2,35	1,712	84,85	SI
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	40,59	43,43	1,056	70,08	SI
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	30,81	32,97	0,598	62,62	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	121,02	140,38	1,595	139,20	NO
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	126,49	146,73	1,539	143,22	NO
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	134,34	155,83	0,663	111,80	NO

Tabella 14 - Verifica allo SLU a taglio secondo le NTC 08, combinazione di carico -E_x - 0,3 E_y.

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	
0,3E _x + E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	31,36	40,77	0,587	50,63	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	2,05	2,67	0,207	33,12	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	24,45	31,79	0,168	34,30	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	9,25	12,03	0,274	48,77	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	14,87	19,33	0,234	48,39	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	0,01	0,01	0,186	49,60	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	3,65	4,75	1,373	244,54	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	16,3	21,19	0,683	185,47	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	15,53	20,19	0,357	154,62	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	11,04	14,35	0,321	49,15	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	13,14	17,08	0,298	50,65	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	5,44	7,07	0,27	55,02	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	14,23	18,50	1,071	212,77	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	20,74	26,96	0,369	135,75	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	9,3	12,09	0,313	142,88	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	16,69	21,70	0,272	52,47	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	1,56	2,03	0,34	62,12	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	11,79	15,33	0,207	56,18	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	325,88	359,64	1,73	3371,44	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	363,79	401,47	0,832	2512,45	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	272,21	300,41	0,495	2303,48	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	259,25	288,70	1,186	108,69	NO
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	150,96	168,11	0,537	78,94	NO
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	94,2	104,90	0,344	75,27	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	24,91	26,99	1,41	42,46	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	3,89	4,22	0,564	32,83	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	16,8	18,21	0,322	70,91	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	12,92	14,41	1,352	89,66	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	36,43	40,62	0,922	61,70	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	30,65	34,18	0,417	126,48	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	46,99	54,08	1,556	72,64	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	11,63	13,38	0,702	55,49	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	42,35	48,74	0,393	78,89	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	7,93	9,34	0,695	138,18	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	13,8	16,26	0,81	105,82	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	6,23	7,34	0,346	187,17	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	14,61	17,81	0,963	53,51	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	17,55	21,40	0,469	68,54	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	13,16	16,04	0,587	119,29	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	29,3	36,58	1,555	43,59	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	78,78	98,36	1,421	40,85	NO
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	46,28	57,78	0,935	37,60	NO

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

0,3E_x + E_y

Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	31,34	40,74	0,67	39,47	NO
Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	14,84	19,29	0,323	30,79	SI
Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	10,72	13,94	0,178	26,70	SI
Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	106,46	138,40	0,495	29,43	NO
Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	25,35	32,96	0,245	23,37	NO
Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	31,18	40,53	0,528	38,10	NO
Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	56,17	73,02	1,101	143,15	SI
Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	33,61	43,69	0,48	105,71	SI
Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	67,19	87,35	0,458	117,55	SI
Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	44,87	58,33	2,562	392,72	SI
Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	110,14	143,18	2,184	419,60	SI
Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	76,36	99,27	1,453	394,98	SI
Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	10,48	13,62	2,011	376,01	SI
Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	14,62	19,01	1,464	371,77	SI
Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	47,26	61,44	0,601	277,23	SI
Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	19,57	25,44	1,175	72,24	SI
Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	56,53	73,49	0,781	61,81	NO
Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	15,32	19,92	0,22	39,13	SI
Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	40,1	52,13	2,115	837,22	SI
Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	17,04	22,15	0,637	485,90	SI
Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	10,81	14,05	0,16	294,64	SI
Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	12,67	15,58	2,801	525,02	SI
Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	3,57	4,39	0,998	329,74	SI
Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	0,45	0,55	0,129	146,54	SI
Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	15,94	18,68	2,348	224,06	SI
Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	16,9	19,80	0,656	125,25	SI
Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	3,02	3,54	0,108	63,37	SI
Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	38,15	42,97	2,404	426,36	SI
Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	0,29	0,33	0,629	230,84	SI
Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	24,84	27,98	0,118	123,64	SI
Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	35,6	40,14	2,457	125,07	SI
Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	6,53	7,36	0,628	66,93	SI
Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	6,55	7,38	0,169	41,86	SI
Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	109,14	137,52	1,267	42,42	NO
Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	12,76	16,08	0,433	25,44	SI
Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	26,07	32,85	0,179	18,33	NO
Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	76,01	95,77	1,297	67,66	NO
Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	44,17	55,65	0,449	40,80	NO
Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	7,26	9,15	0,207	30,83	SI
Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	62,35	78,56	1,203	45,82	NO
Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	106,48	134,16	0,951	77,92	NO
Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	29,93	37,71	0,24	25,22	NO
Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	32,16	32,48	1,291	108,56	SI
Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	36,36	36,72	1,791	86,82	SI
Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	7,75	7,83	0,608	60,32	SI
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	53,77	55,38	1,472	122,55	SI

0,3E _x + E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	4,14	4,26	1,495	84,05	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	1,86	1,92	0,725	69,50	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	30,44	31,96	1,581	169,55	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	121,74	127,83	0,97	117,17	NO
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	31,52	33,10	0,391	89,12	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	19,75	21,13	1,424	77,48	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	0,62	0,66	0,672	47,16	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	12,03	12,87	0,185	30,40	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	69,5	70,89	0,964	72,92	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	137,32	140,07	1,081	80,76	NO
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	90,34	92,15	0,402	59,03	NO
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	60,9	62,12	0,866	80,57	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	143,4	146,27	0,566	68,68	NO
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	111,2	113,42	0,682	88,49	NO
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	160,54	171,78	2,751	107,29	NO
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	143,71	153,77	1,803	91,16	NO
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	72,69	77,78	0,655	65,43	NO
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	235,31	272,96	1,778	146,86	NO
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	65,33	75,78	0,905	110,40	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	68,73	79,73	0,295	76,14	NO

Tabella 15 - Verifica allo SLU a taglio secondo le NTC 08, combinazione di carico 0,3 E_x + E_y.

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
0,3E _x - E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	31,36	40,77	0,587	50,63	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	2,05	2,67	0,207	33,12	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	24,45	31,79	0,168	34,30	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	9,25	12,03	0,274	48,77	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	14,87	19,33	0,234	48,39	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	0,01	0,01	0,186	49,60	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	3,65	4,75	1,373	244,54	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	16,3	21,19	0,683	185,47	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	15,53	20,19	0,357	154,62	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	11,04	14,35	0,321	49,15	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	13,14	17,08	0,298	50,65	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	5,44	7,07	0,27	55,02	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	14,23	18,50	1,071	212,77	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	20,74	26,96	0,369	135,75	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	9,3	12,09	0,313	142,88	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	16,69	21,70	0,272	52,47	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	1,56	2,03	0,34	62,12	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	11,79	15,33	0,207	56,18	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	325,88	359,64	1,73	3371,44	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	363,79	401,47	0,832	2512,45	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	272,21	300,41	0,495	2303,48	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	259,25	288,70	1,186	108,69	NO
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	150,96	168,11	0,537	78,94	NO
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	94,2	104,90	0,344	75,27	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	24,91	26,99	1,41	42,46	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	3,89	4,22	0,564	32,83	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	16,8	18,21	0,322	70,91	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	12,92	14,41	1,352	89,66	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	36,43	40,62	0,922	61,70	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	30,65	34,18	0,417	126,48	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	46,99	54,08	1,556	72,64	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	11,63	13,38	0,702	55,49	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	42,35	48,74	0,393	78,89	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	7,93	9,34	0,695	138,18	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	13,8	16,26	0,81	105,82	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	6,23	7,34	0,346	187,17	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	14,61	17,81	0,963	53,51	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	17,55	21,40	0,469	68,54	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	13,16	16,04	0,587	119,29	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	29,3	36,58	1,555	43,59	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	78,78	98,36	1,421	40,85	NO
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	46,28	57,78	0,935	37,60	NO
	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	31,34	40,74	0,67	39,47	NO

0,3E_x - E_y

Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	14,84	19,29	0,323	30,79	SI
Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	10,72	13,94	0,178	26,70	SI
Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	106,46	138,40	0,495	29,43	NO
Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	25,35	32,96	0,245	23,37	NO
Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	31,18	40,53	0,528	38,10	NO
Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	56,17	73,02	1,101	143,15	SI
Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	33,61	43,69	0,48	105,71	SI
Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	67,19	87,35	0,458	117,55	SI
Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	44,87	58,33	2,562	392,72	SI
Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	110,14	143,18	2,184	419,60	SI
Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	76,36	99,27	1,453	394,98	SI
Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	10,48	13,62	2,011	376,01	SI
Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	14,62	19,01	1,464	371,77	SI
Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	47,26	61,44	0,601	277,23	SI
Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	19,57	25,44	1,175	72,24	SI
Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	56,53	73,49	0,781	61,81	NO
Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	15,32	19,92	0,22	39,13	SI
Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	40,1	52,13	2,115	837,22	SI
Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	17,04	22,15	0,637	485,90	SI
Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	10,81	14,05	0,16	294,64	SI
Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	12,67	15,58	2,801	525,02	SI
Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	3,57	4,39	0,998	329,74	SI
Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	0,45	0,55	0,129	146,54	SI
Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	15,94	18,68	2,348	224,06	SI
Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	16,9	19,80	0,656	125,25	SI
Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	3,02	3,54	0,108	63,37	SI
Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	38,15	42,97	2,404	426,36	SI
Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	0,29	0,33	0,629	230,84	SI
Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	24,84	27,98	0,118	123,64	SI
Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	35,6	40,14	2,457	125,07	SI
Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	6,53	7,36	0,628	66,93	SI
Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	6,55	7,38	0,169	41,86	SI
Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	109,14	137,52	1,267	42,42	NO
Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	12,76	16,08	0,433	25,44	SI
Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	26,07	32,85	0,179	18,33	NO
Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	76,01	95,77	1,297	67,66	NO
Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	44,17	55,65	0,449	40,80	NO
Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	7,26	9,15	0,207	30,83	SI
Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	62,35	78,56	1,203	45,82	NO
Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	106,48	134,16	0,951	77,92	NO
Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	29,93	37,71	0,24	25,22	NO
Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	32,16	32,48	1,291	108,56	SI
Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	36,36	36,72	1,791	86,82	SI
Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	7,75	7,83	0,608	60,32	SI
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	53,77	55,38	1,472	122,55	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

0,3E _x - E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	4,14	4,26	1,495	84,05	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	1,86	1,92	0,725	69,50	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	30,44	31,96	1,581	169,55	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	121,74	127,83	0,97	117,17	NO
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	31,52	33,10	0,391	89,12	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	19,75	21,13	1,424	77,48	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	0,62	0,66	0,672	47,16	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	12,03	12,87	0,185	30,40	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	69,5	70,89	0,964	72,92	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	137,32	140,07	1,081	80,76	NO
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	90,34	92,15	0,402	59,03	NO
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	60,9	62,12	0,866	80,57	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	143,4	146,27	0,566	68,68	NO
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	111,2	113,42	0,682	88,49	NO
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	160,54	171,78	2,751	107,29	NO
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	143,71	153,77	1,803	91,16	NO
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	72,69	77,78	0,655	65,43	NO
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	235,31	272,96	1,778	146,86	NO
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	65,33	75,78	0,905	110,40	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	68,73	79,73	0,295	76,14	NO

Tabella 16 - Verifica allo SLU a taglio secondo le NTC 08, combinazione di carico 0,3 E_x - E_y.

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	
-0,3E _x + E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	71,29	92,68	0,71	55,51	NO
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	22,51	29,26	0,243	35,63	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	39,02	50,73	0,209	37,82	NO
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	6,85	8,91	0,257	47,35	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	40,9	53,17	0,219	46,95	NO
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	10,82	14,07	0,187	49,72	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	80,74	104,96	1,253	233,78	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	56,66	73,66	0,66	182,42	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	21,37	27,78	0,284	138,92	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	23,75	30,88	0,266	45,03	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	45,13	58,67	0,269	48,30	NO
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	1,52	1,98	0,2	47,97	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	41,49	53,94	0,867	191,88	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	58,5	76,05	0,311	125,27	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	13,64	17,73	0,228	123,42	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	21,33	27,73	0,217	47,30	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	11,22	14,59	0,176	45,93	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	6,03	7,84	0,088	38,91	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	608	670,98	1,524	3167,19	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	550,14	607,12	0,753	2393,60	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	400,97	442,50	0,701	2723,07	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	393,17	437,83	2,41	154,18	NO
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	227,52	253,36	1,512	130,67	NO
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	133,94	149,15	1,006	126,01	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	75,2	81,49	1,485	68,05	NO
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	35,29	38,24	0,539	41,89	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	45,6	49,41	0,309	34,86	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	51,78	57,74	1,223	102,95	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	75,37	84,05	0,992	93,70	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	59,93	66,83	0,383	64,15	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	66,04	76,00	1,419	102,44	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	47,02	54,11	0,635	69,78	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	62,35	71,75	0,343	56,34	NO
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	5,18	6,10	0,48	107,38	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	31,51	37,12	0,736	151,74	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	12,09	14,24	0,308	108,47	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	30,26	36,89	0,956	75,47	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	1,99	2,43	0,373	55,23	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	22,6	27,55	0,596	74,72	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	100,57	125,57	0,693	30,70	NO
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	120,53	150,49	1,313	48,24	NO
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	68,58	85,63	0,765	40,10	NO

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

 $-0,3E_x + E_y$

Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	15,54	20,20	0,44	32,27	SI
Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	21,82	28,37	0,265	28,09	NO
Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	10,84	14,09	0,138	23,90	SI
Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	61,56	80,03	0,549	30,92	NO
Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	12,21	15,87	0,104	16,10	SI
Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	23	29,90	0,44	34,92	SI
Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	87,88	114,24	0,464	94,24	NO
Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	44,39	57,71	0,479	105,61	SI
Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	82,63	107,42	0,533	126,38	SI
Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	118,98	154,67	2,306	372,77	SI
Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	171,09	222,42	2,078	409,40	SI
Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	104,39	135,71	1,612	415,70	SI
Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	92,79	120,63	2,044	379,04	SI
Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	111,84	145,39	1,503	376,61	SI
Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	9,28	12,06	0,618	280,98	SI
Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	33,77	43,90	1,262	74,82	SI
Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	37,13	48,27	0,789	62,12	SI
Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	32,81	42,65	0,205	37,90	NO
Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	70,47	91,61	2,439	898,42	SI
Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	45,27	58,85	0,672	498,61	SI
Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	20,18	26,23	0,143	280,64	SI
Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	23,01	28,30	1,731	413,78	SI
Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	3,16	3,89	0,815	298,74	SI
Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	2,47	3,04	0,13	147,02	SI
Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	42,6	49,92	2,406	226,78	SI
Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	5,49	6,43	0,641	123,86	SI
Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	12,37	14,50	0,106	62,88	SI
Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	4,98	5,61	2,131	401,67	SI
Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	15,89	17,90	0,6	225,65	SI
Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	42,76	48,16	0,114	121,88	SI
Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	17,96	20,25	2,193	118,22	SI
Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	14,81	16,70	0,573	64,05	SI
Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	21,95	24,75	0,154	40,19	SI
Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	86,77	109,33	1,135	40,19	NO
Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	5,86	7,38	0,397	24,41	SI
Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	22,69	28,59	0,133	16,11	NO
Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	49,4	62,24	1,168	64,27	SI
Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	27,5	34,65	0,414	39,26	SI
Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	16,37	20,63	0,222	31,82	SI
Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	30,4	38,30	1,332	48,17	SI
Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	84,83	106,89	0,85	73,77	NO
Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	16,79	21,16	0,247	25,55	SI
Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	33,81	34,15	1,255	107,06	SI
Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	20,64	20,85	1,439	77,94	SI
Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	13,57	13,71	0,594	59,64	SI
Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	13,35	13,75	1,211	111,34	SI

-0,3E _x + E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	59,48	61,26	1,548	85,51	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	26,44	27,23	0,773	71,69	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	7,93	8,33	1,599	170,50	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	62,03	65,13	0,888	112,23	SI
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	10,21	10,72	0,33	82,30	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	33,92	36,29	1,474	78,81	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	20,35	21,77	0,633	45,82	SI
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	21	22,47	0,138	26,75	SI
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	81,88	83,52	0,909	70,86	NO
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	154,31	157,40	1,099	81,42	NO
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	101,61	103,64	0,392	58,33	NO
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	71,76	73,20	0,789	77,00	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	163,12	166,38	0,534	66,79	NO
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	121,29	123,72	0,683	88,56	NO
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	173,53	185,68	1,977	91,10	NO
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	135,16	144,62	1,71	88,81	NO
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	85,78	91,78	665	2048,75	SI
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	174,69	202,64	1,603	139,55	NO
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	56,67	65,74	0,862	107,81	SI
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	33,43	38,78	0,298	76,49	SI

Tabella 17 - Verifica allo SLU a taglio secondo le NTC 08, combinazione di carico -0,3 E_x + E_y.

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

Combinazione	Elemento	Geometria				Parametri della sollecitazione				Verifica
		l [m]	t[m]	h [m]	b=h/l	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
-0,3E _x - E _y	Muro Sud A PT 1	1,31	1,50	5,85	1,50	47,99	62,39	982	2033,61	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,45	5,30	1,50	29,23	38,00	0,451	47,61	SI
	Muro Sud A P1 1	1,31	1,40	4,50	1,50	20,78	27,01	0,224	39,03	SI
	Muro Sud A PT 2	1,54	1,50	5,85	1,50	25,74	33,46	1,129	96,20	SI
	Muro Sud A P1 2	1,54	1,45	5,30	1,50	25,51	33,16	0,465	66,76	SI
	Muro Sud A P2 2	1,54	1,40	4,50	1,50	19,92	25,90	0,245	56,20	SI
	Muro Sud A PT 3	2,34	1,50	5,85	1,50	12,66	16,46	2,116	302,74	SI
	Muro Sud A P1 3	2,34	1,45	5,30	1,50	16,19	21,05	1,213	245,50	SI
	Muro Sud A P2 3	2,34	1,40	4,50	1,50	1,95	2,54	0,51	183,20	SI
	Muro Sud A PT 4	1,49	1,50	5,85	1,50	8,88	11,54	1,056	87,16	SI
	Muro Sud A P1 4	1,49	1,45	5,30	1,50	14,19	18,45	0,689	75,52	SI
	Muro Sud A P2 4	1,49	1,40	4,50	1,50	4,91	6,38	0,327	60,16	SI
	Muro Sud A PT 5	2,32	1,50	5,85	1,50	0,58	0,75	1,696	266,76	SI
	Muro Sud A P1 5	2,32	1,45	5,30	1,50	23,7	30,81	0,766	192,75	SI
	Muro Sud A P2 5	2,32	1,40	4,50	1,50	1,84	2,39	0,613	196,75	SI
	Muro Sud A PT 6	1,60	1,50	5,85	1,50	13,28	17,26	1,342	113,05	SI
	Muro Sud A P1 6	1,60	1,45	5,30	1,50	9,6	12,48	1,07	107,93	SI
	Muro Sud A P2 6	1,60	1,40	4,50	1,50	0,56	0,73	0,324	69,07	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 1	8,07	1,50	5,85	1,00	506,82	559,32	1,969	3593,90	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 1	8,07	1,45	5,30	1,00	327,78	361,73	1,286	3108,58	SI
	Muro Sud-Ovest A P2 1	8,07	1,45	4,50	1,00	241	265,96	0,719	2756,70	SI
	Muro Sud-Ovest A PT 2	1,59	1,50	5,85	1,50	107,35	119,54	1,987	140,14	SI
	Muro Sud-Ovest A P1 2	1,59	1,45	5,30	1,50	168,8	187,97	1,075	110,52	NO
	Muro Sud-Ovest A P2 2	1,59	1,45	4,50	1,50	107,76	120,00	0,712	106,51	NO
	Muro Sud-Ovest B PT 1	1,62	0,81	5,85	1,50	3,28	3,55	0,963	53,90	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 1	1,62	0,74	5,30	1,50	20,49	22,20	0,923	39,99	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 1	1,62	0,68	4,50	1,50	14,54	15,76	0,489	85,61	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 2	2,09	0,81	5,85	1,50	43,35	48,34	1,981	92,14	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 2	2,09	0,74	5,30	1,50	6,01	6,70	0,975	90,03	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 2	2,09	0,68	4,50	1,50	3,13	3,49	0,914	151,05	SI
	Muro Sud-Ovest B PT 3	2,01	0,81	5,85	1,50	37,75	43,44	2,229	114,98	SI
	Muro Sud-Ovest B P1 3	2,01	0,74	5,30	1,50	60,67	69,82	1,794	85,12	SI
	Muro Sud-Ovest B P2 3	2,01	0,68	4,50	1,50	4,91	5,65	0,956	143,29	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 1	2,86	0,71	5,85	1,50	32,36	38,12	2,346	214,46	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 1	2,86	0,74	5,30	1,50	11,78	13,88	1,984	148,51	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 1	2,86	0,68	4,50	1,50	17,41	20,51	0,704	191,58	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 2	2,03	0,71	5,85	1,50	0,67	0,82	1,01	89,07	SI
	Muro Sud-Ovest C P1 2	2,03	0,74	5,30	1,50	39,26	47,87	1,341	79,36	SI
	Muro Sud-Ovest C P2 2	2,03	0,68	4,50	1,50	11,92	14,53	0,795	147,78	SI
	Muro Sud-Ovest C PT 3	1,40	0,71	5,85	1,50	139,29	173,91	2,399	38,99	NO
	Muro Sud-Ovest C P1 3	1,40	0,74	5,30	1,50	80,74	100,81	1,132	39,35	NO
	Muro Sud-Ovest C P2 3	1,40	0,68	4,50	1,50	57,29	71,53	0,866	61,93	NO
	Muro Ovest A PT 1	1,12	1,45	5,85	1,50	28,62	37,21	1,857	65,01	SI

-0,3E _x - E _y	Muro Ovest A P1 1	1,12	1,45	5,30	1,50	22,23	28,90	0,743	45,81	SI
	Muro Ovest A P2 1	1,12	1,40	4,50	1,50	7,99	10,39	0,516	43,70	SI
	Muro Ovest A PT 2	1,04	1,45	5,85	1,50	209,52	272,38	0,937	40,06	NO
	Muro Ovest A P1 2	1,04	1,45	5,30	1,50	27,98	36,37	0,345	27,38	NO
	Muro Ovest A P2 2	1,04	1,40	4,50	1,50	37,65	48,95	0,19	23,69	NO
	Muro Ovest A PT 3	1,89	1,45	5,85	1,50	47,83	62,18	1,037	139,01	SI
	Muro Ovest A P1 3	1,89	1,45	5,30	1,50	26,17	34,02	0,754	131,37	SI
	Muro Ovest A P2 3	1,89	1,40	4,50	1,50	17,02	22,13	0,37	106,26	SI
	Muro Nord A PT 1	3,34	0,84	5,85	1,50	143,81	186,95	1,986	346,21	SI
	Muro Nord A P1 1	3,34	0,88	5,30	1,50	106,12	137,96	1,076	296,11	SI
	Muro Nord A P2 1	3,34	0,86	4,50	1,35	15,52	20,18	0,778	290,99	SI
	Muro Nord A PT 2	3,47	0,84	5,85	1,50	119,33	155,13	1,091	278,28	SI
	Muro Nord A P1 2	3,47	0,88	5,30	1,50	147,68	191,98	1,003	308,82	SI
	Muro Nord A P2 2	3,47	0,86	4,50	1,30	37,92	49,30	0,491	251,62	SI
	Muro Nord B PT 1	1,65	0,93	5,85	1,50	22,42	29,15	1,058	68,62	SI
	Muro Nord B P1 1	1,65	0,88	5,30	1,50	143,79	186,93	1,492	84,85	NO
	Muro Nord B P2 1	1,65	0,86	4,50	1,50	53,9	70,07	0,451	54,63	NO
	Muro Nord B PT 2	4,86	0,93	5,85	1,20	38,47	50,01	1,157	622,01	SI
	Muro Nord B P1 2	4,86	0,88	5,30	1,09	59,48	77,32	0,695	506,79	SI
	Muro Nord B P2 2	4,86	0,86	4,50	1,00	136,68	177,68	0,298	390,11	SI
	Muro Nord B PT 3	3,59	0,93	5,85	1,50	55,85	68,69	2,049	449,73	SI
	Muro Nord B P1 3	3,59	0,88	5,30	1,48	60,29	74,16	1,318	377,89	SI
	Muro Nord B P2 3	3,59	0,86	4,50	1,25	54,28	66,76	0,166	163,38	SI
	Muro Nord B PT 4	2,45	0,93	5,85	1,50	21,13	24,76	2,067	210,36	SI
	Muro Nord B P1 4	2,45	0,88	5,30	1,50	50,14	58,75	1,027	155,74	SI
	Muro Nord B P2 4	2,45	0,86	4,50	1,50	18,32	21,47	0,186	80,01	SI
	Muro Nord B PT 5	3,36	0,93	5,85	1,50	46,09	51,91	2,361	422,56	SI
	Muro Nord B P1 5	3,36	0,88	5,30	1,50	6,66	7,50	0,834	264,64	SI
	Muro Nord B P2 5	3,36	0,86	4,50	1,34	38,25	43,08	0,166	143,12	SI
	Muro Nord B PT 6	1,81	0,93	5,85	1,50	18,98	21,40	1,508	98,27	SI
	Muro Nord B P1 6	1,81	0,88	5,30	1,50	22,45	25,31	0,875	78,61	SI
	Muro Nord B P2 6	1,81	0,86	4,50	1,50	52,95	59,70	0,234	48,42	NO
	Muro Est A PT 1	1,33	0,81	5,85	1,50	41,24	51,96	968	1161,95	SI
	Muro Est A P1 1	1,33	0,74	5,30	1,50	102,21	128,78	0,555	28,64	NO
	Muro Est A P2 1	1,33	0,68	4,50	1,50	26,58	33,49	0,255	21,50	NO
	Muro Est A PT 2	1,67	0,81	5,85	1,50	93,55	117,87	0,669	48,99	NO
	Muro Est A P1 2	1,67	0,74	5,30	1,50	116,74	147,09	0,547	44,84	NO
	Muro Est A P2 2	1,67	0,68	4,50	1,50	62,17	78,33	0,225	32,02	NO
	Muro Est A PT 3	1,40	0,81	5,85	1,50	96,83	122,01	0,579	32,11	NO
	Muro Est A P1 3	1,40	1,40	5,30	1,50	6,15	7,75	0,337	47,38	SI
	Muro Est A P2 3	1,40	0,74	4,50	1,50	56,06	70,64	0,166	21,38	NO
	Muro interno A PT 1	1,74	1,20	5,85	1,50	24,31	24,55	1,369	111,74	SI
	Muro interno A P1 1	1,74	0,74	5,30	1,50	47,44	47,91	1,959	90,75	SI
	Muro interno A P2 1	1,74	0,74	4,50	1,50	7,71	7,79	0,486	54,17	SI
	Muro interno A PT 2	1,79	1,20	5,85	1,50	54,83	56,47	1,725	132,51	SI

Verifiche di sicurezza globali con analisi dinamica lineare

-0,3E _x - E _y	Muro interno A P1 2	1,79	0,74	5,30	1,50	9,1	9,37	0,95	67,30	SI
	Muro interno A P2 2	1,79	0,74	4,50	1,50	13,1	13,49	0,272	43,65	SI
	Muro interno A PT 3	2,35	0,93	5,85	1,50	12,33	12,95	1,065	139,65	SI
	Muro interno A P1 3	2,35	0,74	5,30	1,50	167,83	176,22	1,476	143,96	NO
	Muro interno A P2 3	2,35	0,74	4,50	1,50	69,39	72,86	0,664	114,80	SI
	Muro interno A PT 4	1,63	0,93	5,85	1,50	18,69	20,00	1,065	67,19	SI
	Muro interno A P1 4	1,63	0,74	5,30	1,50	62,32	66,68	0,954	55,92	NO
	Muro interno A P2 4	1,63	0,74	4,50	1,50	73,3	78,43	0,388	42,72	NO
	Muro interno B PT 1	1,90	0,78	5,85	1,50	89,82	91,62	1,542	91,82	SI
	Muro interno B P1 1	1,90	0,74	5,30	1,50	121,4	123,83	0,594	60,38	NO
	Muro interno B P2 1	1,90	0,74	4,50	1,50	89,73	91,52	0,433	61,14	NO
	Muro interno B PT 2	2,05	0,78	5,85	1,50	94,38	96,27	2,17	126,53	SI
	Muro interno B P1 2	2,05	0,74	5,30	1,50	140,14	142,94	1,199	98,91	NO
	Muro interno B P2 2	2,05	0,74	4,50	1,50	72,55	74,00	0,519	77,60	SI
	Muro interno B PT 3	1,78	0,78	5,85	1,50	79,68	85,26	0,624	51,82	NO
	Muro interno B P1 3	1,78	0,74	5,30	1,50	102,75	109,94	0,87	63,75	NO
	Muro interno B P2 3	1,78	0,74	4,50	1,50	103,5	110,75	0,577	61,55	NO
	Muro interno B PT 4	2,32	0,78	5,85	1,50	171,44	198,87	1,062	114,00	NO
	Muro interno B P1 4	2,32	0,74	5,30	1,50	209,58	243,11	1,408	137,09	NO
	Muro interno B P2 4	2,32	0,74	4,50	1,50	186,37	216,19	0,633	109,33	NO

Tabella 18 - Verifica allo SLU a taglio secondo le NTC 08, combinazione di carico -0,3 E_x - E_y.

9.4 Osservazioni sulla verifica globale

Mediante il modello ad elementi finiti ottenuto dalle precedenti fasi di studio, è stato possibile sottoporre l'edificio all'analisi dinamica lineare prevista dalle NTC 2008. Sono stati applicati i criteri previsti per gli edifici esistenti; il livello di conoscenza della struttura raggiunto è stato il livello LC1, quindi è stato applicato il corrispondente fattore di confidenza alle proprietà meccaniche, pari a 1,35.

La rottura a pressoflessione - per tutte le combinazioni di azione sismica prese in considerazione - interessa un numero ridotto di elementi resistenti analizzati. Le criticità sono presenti al piano primo e al secondo piano; si presentano su pannelli murari, che pur rispettando le caratteristiche geometriche previste da normativa, hanno spessori del paramento murario ridotto ed elevate altezze. Le principali criticità riguardano le pareti "Muro Interno B P1_1" e "Muro Interno B P2_2", per quel che riguarda il sistema resistente interno della Reggia, mentre per le pareti esterne le sollecitazioni a pressoflessione che creano situazioni di pericolosità riguardano le pareti "Muro Est A P1_1", "Muro Sud Ovest A P1_2" e "Muro Sud Ovest B P1_1". La tabella 19 offre un riassunto delle verifiche a pressoflessione nel piano della muratura.

Combinazione	Non verificati per rottura a pressoflessione nel piano					
	Elementi in direzione X		Elementi in direzione Y		sul totale	
Ex + 0,3 Ey → direzione X	4 su 72	5,56%	1 su 36	2,78%	5 su 108	4,63%
Ex - 0,3 Ey → direzione X	3 su 72	4,17%	3 su 36	8,33%	6 su 108	5,56%
-Ex + 0,3 Ey → direzione X	4 su 72	5,56%	1 su 36	2,78%	5 su 108	4,63%
- Ex - 0,3 Ey → direzione X	4 su 72	5,56%	1 su 36	2,78%	5 su 108	4,63%
0,3 Ex + Ey → direzione Y	0 su 72	0,00%	3 su 36	8,33%	3 su 108	2,78%
0,3 Ex - Ey → direzione Y	0 su 72	0,00%	3 su 36	8,33%	3 su 108	2,78%
-0,3 Ex + Ey → direzione Y	2 su 72	2,78%	2 su 36	5,56%	4 su 108	3,70%
- 0,3 Ex - Ey → direzione Y	0 su 72	0,00%	4 su 36	11,11%	4 su 108	3,70%

Tabella 19 - Tabella riassuntiva dei risultati delle verifiche a pressoflessione nel piano allo SLU.

Una situazione ben più gravosa - per tutte le combinazioni sismiche implementate - si presenta nella rottura a taglio degli elementi resistenti verticali analizzati, di seguito riassunta nella tabella 20. Dall'analisi, la combinazione più gravosa per la struttura risulta essere Ex - 0,3 Ey, con il 30% degli elementi non verificati. In generale la direzione più sollecitata è quella lungo l'asse y, asse Est-Ovest, infatti il sistema resistente in questa direzione è composto da un minor numero di elementi per cui la sollecitazione sismica che si va a ripartire su di essi risulta essere maggior rispetto alla sollecitazione in direzione x. Le verifiche per le diverse combinazioni sono fra loro coerenti: gli elementi resistenti che non risultano verificati sono indicativamente sempre gli stessi,

con particolari situazioni di criticità per quel che riguarda i maschi murari delle parete est (la parete della Reggia in prossimità del Mastio) e quelli della parete ovest (parete della Torre di Nord-Ovest); altre situazioni critiche riguardano in sistema resistente interno della Reggia dove i maschi, in relazione a particolari condizioni di carico, prevalentemente in direzione y, risultano non soddisfare le verifiche alle quali sono stati sottoposti per la quasi totalità degli elementi dai quali sono composti.

Combinazione	Non verificati per rottura a taglio nel piano					
	Elementi in direzione X		Elementi in direzione Y		sul totale	
Ex + 0,3 Ey → direzione X	15 su 72	20,83%	10 su 36	27,78%	25 su 108	23,15%
Ex - 0,3 Ey → direzione X	23 su 72	31,94%	10 su 36	27,78%	33 su 108	30,56%
-Ex + 0,3 Ey → direzione X	17 su 72	23,61%	4 su 36	11,11%	21 su 108	19,44%
- Ex - 0,3 Ey → direzione X	13 su 72	18,06%	10 su 36	27,78%	23 su 108	21,30%
0,3 Ex + Ey → direzione Y	4 su 72	5,56%	23 su 36	63,89%	27 su 108	25,00%
0,3 Ex - Ey → direzione Y	4 su 72	5,56%	21 su 36	58,33%	25 su 108	23,15%
-0,3 Ex + Ey → direzione Y	12 su 72	16,67%	17 su 36	47,22%	29 su 108	26,85%
- 0,3 Ex - Ey → direzione Y	9 su 72	12,50%	21 su 36	58,33%	30 su 108	27,78%

Tabella 20 - Tabella riassuntiva dei risultati delle verifiche a taglio nel piano allo SLU.

Di seguito sono espone le piante dei tre livelli della Reggia con la rappresentazione grafica degli elementi murari verificati e non verificati a taglio (figure 14, 15, 16).



Figura 14 - Rappresentazione dei setti verificati a taglio (verde) e di quelli non verificati (rosso) - Pianta piano terra.



Figura 15 - Rappresentazione dei setti verificati a taglio (verde) e di quelli non verificati (rosso) - Pianta piano primo.



Figura 16 - Rappresentazione dei setti verificati a taglio (verde) e di quelli non verificati (rosso) - Pianta piano secondo.

10 Conclusioni

Il lavoro di tesi ha evidenziato, attraverso la ricerca storico-bibliografica svolta, l'importanza storico e culturale di Castelvecchio. Il complesso si trova in una posizione centrale della città scaligera, a poche centinaia di metri dall'Arena e da Piazza dei Signori. Sin dalla sua edificazione, risalente al XIV secolo, è uno dei principali monumenti di Verona. La ricerca storica ha permesso di ricostruire l'articolata genesi costruttiva del complesso, il quale originariamente vedeva la presenza ad ovest della mura comunali, della Reggia, la residenza che i Signori Scaligeri s'erano fatti costruire per ripararsi da eventuali assalti del popolo; mentre ad est delle suddette mura si trovava la corte militare, di forma rettangolare, racchiusa da una fortificazione murata e da torri poste negli angoli. Nel XVII secolo, in adiacenza alla Reggia, fu aggiunto il corpo del *Veneto Militar Collegio*. Risale al 1806 l'edificazione del corpo della caserma, all'interno della corte militare, tale caserma fu eretta su volontà dei francesi per far fronte alle offensive austriache, giacché gli asburgici controllavano la parte a nord dell'Adige della città veronese. Nel Novecento Castelvecchio perse la sua importanza strategica in campo militare e l'Amministrazione Comunale decise di dedicare il complesso all'esposizione delle raccolte civiche d'arte medioevale e moderna, insieme a quelle archeologiche, naturalistiche e d'arte contemporanea. Il primi interventi di ripristino e di adeguamento alla nuova destinazione d'uso furono realizzati da Antonio Avena e si conclusero nel 1925. Si trattò di un intervento in stile, molto criticato e, a seguito del bombardamento tedesco, avvenuto durante la Seconda Guerra Mondiale, che colpì il ponte scaligero e l'ala est della caserma, si decise di trasformare anche l'intera area museale, affidando i lavori all'architetto Carlo Scarpa. Nel suo lavoro Scarpa riorganizzò il percorso museale e andò a rimuovere le superfetazioni in stile applicate nel restauro di Avena, cercando di riportare alla luce l'antica struttura trecentesca del complesso.

Lo studio della genesi costruttiva e dei successivi interventi di restauro hanno avuto un ruolo fondamentale nella fase conoscitiva preliminare e serviranno come base per la progettazione di interventi di miglioramento e conservazione dell'edificio, così come indicato dalla normativa italiana (*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, § 4.1.5).

Dopo la fase della ricerca storica, è seguito lo studio dello stato di fatto del complesso il quale si è basato solo su osservazioni visive, infatti manca il supporto di indagini sperimentali *in situ*, le quali

non sono mai state svolte per studiare il proprietà meccaniche dei materiali della costruzione. Quindi per aumentare il livello di conoscenza sull'edificio è stata eseguita una campagna di indagini di identificazione dinamica della struttura. Attraverso una rete di monitoraggio permanente che rimarrà attiva a Castelvechio per i prossimi anni, sarà possibile controllare lo stato di salute della struttura, indicando l'eventuale insorgenza di nuovi stati di danno.

L'identificazione dinamica svolta sulla Torre del Mastio ha avuto lo scopo di definire i parametri modali significativi della struttura (forme modali, frequenze proprie di vibrazione e coefficienti di smorzamento) al fine di determinarne il comportamento dinamico. La determinazione delle forme modali permette di estrarre le frequenze proprie di vibrazioni associate ad esse, da queste sarà possibile in seguito simulare la risposta sismica della struttura in maniera affidabile. La strumentazione utilizzata per il test di identificazione dinamica *in situ* è consistita in sedici trasduttori di accelerazione, collegati ad una centralina di acquisizione dati in grado di elaborare il segnale in tempo reale fornendo l'andamento delle frequenze durante lo svolgimento stesso del test. Una volta raccolti, i dati sono stati processati attraverso il software *ArteMis Extractor 4.0* il quale si basa sui metodi di estrazione FDD (*Frequency Domain Decomposition*) ed EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*). Da questa elaborazione sono state estratte le prime cinque forme modali sperimentali della Torre del Mastio e le relative frequenze, che risultano essere: 1) primo modo flessionale Nord - Sud 1,709 Hz; 2) secondo modo flessionale Est - Ovest 1,904 Hz; 3) terzo modo torsionale 4,102 Hz; 4) quarto modo flessionale del secondo ordine Nord - Sud 5,713 Hz; 5) quinto modo flessionale del secondo ordine Est - Ovest 8,789 Hz. Essendo stati adottati entrambi i metodi nell'ambito dell'elaborazione dati, sia FDD che EFDD, i risultati sono stati confrontati attraverso il calcolo dell'indice MAC che il programma permette di effettuare automaticamente, in questa maniera si verificata l'effettiva corrispondenza delle forme modali scelte attraverso i due metodi utilizzati, i valori del MAC calcolati risultano essere pari a: 1) primo modo 0,998; 2) secondo modo 1,000; 3) terzo modo 0,998; 4) quarto modo 0,935; 5) quinto modo 0,991; tali dati indicano una eccellente corrispondenza tra i due metodi adottati.

Modo n°	Tipo	FDD	EFDD		MAC
		Frequenza(Hz)	Frequenza(Hz)	Smorzamento(%)	
1	1°Modo Flessionale N-S	1,709	1,711	1,907	0,9981
2	1°Modo Flessionale E-O	1,904	1,912	1,592	1,0000
3	1°Modo Torsionale	4,102	4,128	1,291	0,9988
4	2°Modo Flessionale N-S	5,713	5,718	0,746	0,9351
5	2°Modo Flessionale E-O	8,789	8,773	1,038	0,9919

Tabella 1 - Tabella riassuntiva riguardante i parametri modali estratti per la Torre del Mastio di Castelvechio con il software ARTEMIS Extractor 4.0.

La fase di identificazione dinamica *in situ* è stata seguita dalla realizzazione di modelli numerici agli elementi finiti (FEM) della sola Torre del Mastio e dell'intera porzione del complesso costituita da Reggia, Torre di Nord - Ovest e Torre del Mastio, attraverso il software *Straus 7*. I modelli sono stati costruiti attraverso l'uso di elementi bidimensionali *plate* per la schematizzazione dei pannelli murari e da elementi monodimensionali *beam* per la rappresentazioni delle condizioni di vincolo con le porzioni di edifici adiacenti. A questo punto si è proceduti con la calibrazione del modello rappresentante la sola Torre del Mastio, vale a dire sono state definite le caratteristiche meccaniche dei diversi elementi costitutivi del modello per ottenere la miglior corrispondenza possibile tra il comportamento sperimentale e quello del modello matematico. Va in ogni caso ricordato che sia l'eterogeneità del materiale *muratura in pietra e malta di calce* presente nel Mastio sia la scarsa conoscenza sulla conformazione del paramento murario, per via della mancanza di informazioni strutturali a riguardo, ed infine l'approssimazione delle condizioni di vincolo, hanno giocato un ruolo a sfavore della calibrazione ottimale del modello. La calibrazione è avvenuta manualmente impostando come valori di partenza per i parametri meccanici quelli indicati nella tabella C8A.2.1 della *Circolare 2 febbraio 2009, n.617*, applicando dei coefficienti correttivi presenti sempre in tabella C8A.2.2 della *Circolare*. Si è quindi eseguita una analisi parametrica di sensitività su alcune caratteristiche, quali: modulo elastico della muratura E , densità ρ della muratura, spessore dei solai, tipologia di solai e configurazione di vincolo. Come ci si aspettava i parametri che principalmente influiscono sul comportamento dinamico della struttura sono il modulo elastico E e la densità ρ , ottenendo una calibrazione ottimale in corrispondenza di $E = 2050 \text{ MPa}$ e $\rho = 1750 \text{ Kg/mc}$. I risultati in termini di sovrapposizione tra le frequenze sperimentali e quelle del modello numeri sono risultati buoni, infatti l'errore medio percentuale sulle frequenze è inferiore al 10 % per quattro delle forme modali analizzate, e la media degli errori si attesta al 7,68 %. Anche l'indice MAC è risultato indicare una buona correlazione tra comportamento sperimentale e modello numerico, in questo caso l'indice supera lo 0,80 per quattro forme su cinque.

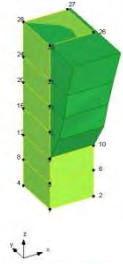
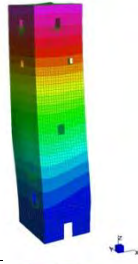
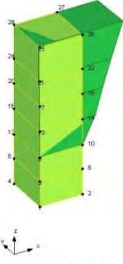
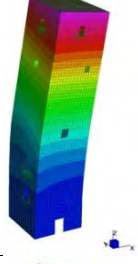
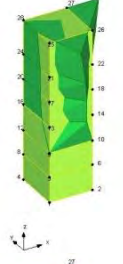
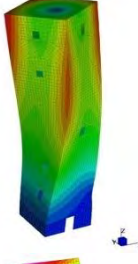
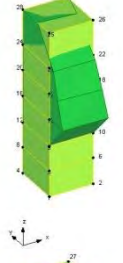
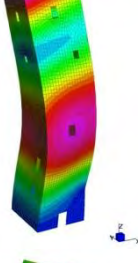

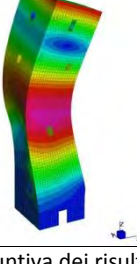
Modo	Rappresentazione sperimentale	Rappresentazione FEM	Frequenza sperimentale ARTeMIS [Hz]	Frequenza FEM [Hz]	Errore medio percentuale ϵ [%]	MAC ($\Phi_{EXP}; \Phi_{FEM}$)
1° modo: flessionale N-S			1,709	1,635	4,52	0,928
2° modo: flessionale E-O			1,904	1,852	2,81	0,960
3° modo: torsionale			4,102	4,546	9,77	0,937
4° modo: flessionale N-S			5,713	6,878	16,93	0,798
5° modo: flessionale E-O			8,789	8,422	4,35	0,865

Tabella 2 - Tabella riassuntiva dei risultati della calibrazione del modello agli elementi finiti.

Una volta calibrato il modello della Torre del Mastio, le proprietà meccaniche sono state esportate nel modello globale del complesso. Dallo studio si riscontra che anche il modello globale risulta avere una buona calibrazione adottando gli stessi valori ricavati dalle analisi svolte sul modello del Mastio. Infatti le differenze in termini di frequenze, per quanto riguarda le prime cinque forme modali, risultano essere minime tra i due modelli. Il principale cambiamento riguarda la quarta forma modale (secondo modo flessionale N - S) il cui errore medio, nel modello globale, assume

un valore dell'11,55 % con un miglioramento del 5% rispetto al modello locale. Mentre, per le restanti forme modali, l'errore ottenuto dal modello globale è leggermente maggiore rispetto a quello del modello locale; tuttavia, la media dell'errore percentuale sulle frequenze risulta essere pressoché la stessa: 7,73 % nel modello globale e 7,68% nel modello locale.

Per quanto riguarda l'indice MAC, anche in questo caso i comportamenti dei due modelli sono vicini, con un leggero miglioramento dei valori ottenuti dal modello globale. Infatti, il MAC delle primi cinque forme modali estratte dal modello globale risulta avere valori più alti rispetto a quello ottenuto dalle stesse forme modali del modello locale, seppur anche in quest'ultimo caso si fossero ottenuti valori del tutto soddisfacenti e quasi sempre superiori allo 0,80. Questa miglioria risiede nella modellazione strutturale stessa che, nel caso del modello globale, rappresenta anche la Reggia e i collegamenti col Mastio, quindi le interazioni tra i due corpi non sono semplificate con vincoli cedevoli a rigidezza equivalente, come, invece, accade nel modello locale. Infatti, dall'analisi delle forme modali sperimentali estratte con *ArteMis Extractor 4.0* si era notato che le forme flessionali di secondo modo assumono un andamento leggermente diagonale, proprio per la presenza delle strutture adiacenti.

Modo	Modello globale			Modello locale		
	Frequenza [Hz]	ε [%]	MAC	Frequenza [Hz]	ε [%]	MAC
1° modo: flessionale N-S	1,632	4,72	0,989	1,635	4,52	0,928
2° modo: flessionale E-O	1,958	2,76	0,980	1,852	2,81	0,960
3° modo: torsionale	4,626	11,33	0,952	4,546	9,77	0,937
4° modo: flessionale N-S	6,459	11,55	0,928	6,878	16,93	0,798
5° modo: flessionale E-O	9,582	8,28	0,850	8,422	4,35	0,865

Tabella 3 - tabella di confronto tra i risultati estratti dal modello globale e dal modello locale.

Da questo confronto è emersa una sostanziale equivalenza per quel che riguarda la rappresentazione del comportamento strutturale della Torre del Mastio attraverso i due modelli, infatti, in termini di rappresentazione di tale comportamento entrambi portano ad ottenere gli stessi risultati dalle analisi dinamiche modali svolte su di essi. Va considerato, perciò, che per eventuali e future analisi strutturali sulla Torre del Mastio si può procedere utilizzando il modello locale, il quale ha il considerevole vantaggio di ridurre gli oneri computazionali ma, allo stesso tempo, come dimostrato, nelle sue semplificazioni non si allontana dal comportamento reale della struttura. Viceversa, si può asserire che qualora fosse necessario investigare sul comportamento strutturale della Reggia, può essere utilizzato il modello globale, grazie all'utilizzo dei parametri meccanici dei materiali ricavati attraverso la calibrazione del modello locale.

L'identificazione modale è un importante strumento per la valutazione della risposta globale della struttura e può essere utilizzato per la valutazione delle caratteristiche dinamiche della costruzione, per successive modellazioni numeriche, per valutare gli effetti di vibrazioni ambientale (per esempio dovute al traffico o al vento) e monitorare l'evoluzione del danno sulla struttura. Per la stima dei parametri modali, le analisi *output - only* sembrano essere valide tecniche con un campo di applicabilità a differenti tipologie di strutture, queste tecniche richiedono un'eccitazione casuale nel dominio del tempo e nello spazio fisico della struttura. Specialmente nel campo delle costruzioni in muratura questa tecnica rappresenta una soluzione ottimale per l'investigazione del comportamento dinamico e delle proprietà meccaniche dei materiali della struttura, avendo bassi costi di applicazione e richiedendo brevi periodi di studio, ma soprattutto avendo una bassa invasività nel rispetto dei principi del restauro e della conservazione.

Lo studio dei parametri modali della struttura proseguirà attraverso la rete di sei accelerometri installati permanentemente nella Torre del Mastio. Il sistema di monitoraggio dinamico fisso è suddiviso in due sottosistemi composti ciascuno, rispettivamente, da due e da quattro accelerometri. Il primo sottosistema di due accelerometri rileva le accelerazioni del suolo e si attiva in caso superamento di una soglia prefissata (ha lo scopo di misurare l'accelerazione del terreno durante un evento sismico), mentre il secondo composto da quattro accelerometri posti in sommità alla Torre rileva le accelerazioni alle quali essa è sottoposta e ne raccoglie i dati al fine di consentire l'identificazione dinamica durante il periodo di osservazione della struttura. Infatti, come precedentemente detto, i parametri modali forniscono indicazioni relative al comportamento strutturale degli edifici ed eventuali variazioni di tali parametri nel tempo influenzano la risposta dinamica della struttura, nel dettaglio, l'abbassarsi delle frequenze proprie, la modifica delle forme modali e la variazione dello smorzamento sono sintomi della presenza di fenomeni di danno all'interno della struttura. Va considerato che anche la variazione di temperatura e umidità induce variazione sui parametri modali, anche di entità superiore degli stessi parametri attesi in caso di presenza di danneggiamento strutturale. Perciò il monitoraggio dei suddetti parametri permette di valutare la loro variazione sotto gli effetti ambientali potendo così meglio definire l'effettivo stato di danno della struttura. Nella tesi si è proceduto analizzando i dati *fast* raccolti dal sistema di acquisizione, i quali permettono di eseguire una serie di identificazioni dinamiche utili per valutare l'evoluzione del comportamento strutturale sotto l'effetto degli agenti ambientali. Tuttavia siamo in una fase precoce del monitoraggio, perciò

risulta impossibile esprimere giudizi su come il comportamento dinamico della struttura sia influenzato da fattori ambientali, in quanto è necessario disporre almeno di un ciclo annuale di misurazioni per dare valutazioni significative a tal proposito. Per quanto riguarda i primi due mesi di monitoraggio si possono trarre solo delle conclusioni sul funzionamento del sistema, il quale, dopo un primo periodo di test, funziona correttamente e i dati raccolti permettono di eseguire l'identificazione dinamica della struttura, sicuramente in maniera più semplificata rispetto al test dinamico svolto con sedici accelerometri, ma fornendo ugualmente dati utili per lo studio dei parametri modali della struttura.

La fase di identificazione dinamica e di calibrazione del modello agli elementi finiti è servita per procedere con le analisi globali per la valutazione della sicurezza sismica del complesso. La normativa prevede la verifica a pressoflessione e taglio nel piano per lo Stato Limite Ultimo (stato limite di salvaguardia della vita, SLV). Per l'esecuzione di tali verifiche è stata condotta una analisi spettrale della struttura per determinare la risposta dell'edificio soggetto al carico dinamico derivato dallo spettro di risposta elastico previsto nella città di Verona; in seguito, sono state combinate le otto condizioni di carico previste da normativa nelle due direzioni X e Y (trascurando la sollecitazione verticale in Z).

Dalle verifiche agli SLU condotte sui maschi murari dei tre piani della Reggia, è emersa una sostanziale carenza a taglio, dove circa il 25% degli elementi resistenti non risulta verificato per ciascuna delle otto condizioni di sollecitazione previste. La situazione peggiore riguarda il sistema resistente in direzione Nord - Sud (Y) il quale è costituito da un numero ridotto di maschi murari e per cui la sollecitazione che si ripartisce su di essi è molto elevata arrivando a condizioni estreme dove il circa il 60% degli elementi supera il limite ultimo previsto dalla condizione in normativa. Le verifiche a pressoflessione risultano essere pressoché sempre soddisfatte ad eccezione di alcuni casi singolari, che tuttavia riguardano pochi elementi murari.

Combinazione	Non verificati per rottura a pressoflessione nel piano					
	Elementi in direzione X		Elementi in direzione Y		sul totale	
Ex + 0,3 Ey → direzione X	4 su 72	5,56%	1 su 36	2,78%	5 su 108	4,63%
Ex - 0,3 Ey → direzione X	3 su 72	4,17%	3 su 36	8,33%	6 su 108	5,56%
-Ex + 0,3 Ey → direzione X	4 su 72	5,56%	1 su 36	2,78%	5 su 108	4,63%
- Ex - 0,3 Ey → direzione X	4 su 72	5,56%	1 su 36	2,78%	5 su 108	4,63%
0,3 Ex + Ey → direzione Y	0 su 72	0,00%	3 su 36	8,33%	3 su 108	2,78%
0,3 Ex - Ey → direzione Y	0 su 72	0,00%	3 su 36	8,33%	3 su 108	2,78%
-0,3 Ex + Ey → direzione Y	2 su 72	2,78%	2 su 36	5,56%	4 su 108	3,70%
- 0,3 Ex - Ey → direzione Y	0 su 72	0,00%	4 su 36	11,11%	4 su 108	3,70%

Tabella 4 - Tabella riassuntiva dei risultati delle verifiche a pressoflessione nel piano allo SLU

Combinazione	Non verificati per rottura a taglio nel piano					
	Elementi in direzione X		Elementi in direzione Y		sul totale	
Ex + 0,3 Ey → direzione X	15 su 72	20,83%	10 su 36	27,78%	25 su 108	23,15%
Ex - 0,3 Ey → direzione X	23 su 72	31,94%	10 su 36	27,78%	33 su 108	30,56%
-Ex + 0,3 Ey → direzione X	17 su 72	23,61%	4 su 36	11,11%	21 su 108	19,44%
- Ex - 0,3 Ey → direzione X	13 su 72	18,06%	10 su 36	27,78%	23 su 108	21,30%
0,3 Ex + Ey → direzione Y	4 su 72	5,56%	23 su 36	63,89%	27 su 108	25,00%
0,3 Ex - Ey → direzione Y	4 su 72	5,56%	21 su 36	58,33%	25 su 108	23,15%
-0,3 Ex + Ey → direzione Y	12 su 72	16,67%	17 su 36	47,22%	29 su 108	26,85%
- 0,3 Ex - Ey → direzione Y	9 su 72	12,50%	21 su 36	58,33%	30 su 108	27,78%

Tabella 5 - Tabella riassuntiva dei risultati delle verifiche a taglio nel piano allo SLU.

Tutte le verifiche sono state svolte considerando un livello di conoscenza LC 1 (con fattore di confidenza applicato alle proprietà meccaniche pari a $F_c = 1,35$), un aumento del livello di conoscenza, attraverso l'attuazione di un piano di indagine sui materiali del complesso, permetterebbe di ottenere sollecitazioni meno gravose.

Il lavoro svolto può essere utilizzato come base per lo sviluppo di ulteriori analisi strutturali, come ad esempio analisi dinamiche non lineari, che permettono di valutare la risposta sismica della struttura considerando anche le riserve in campo post-elastico dei materiali. In questo modo è possibile capire quali siano gli effettivi punti deboli della struttura e definire, quindi, un eventuale programma di interventi di consolidamento più efficiente e meno invasivi, salvaguardando l'integrità della costruzione storica.

Bibliografia

- A. Mita, *Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures*. In Proc. 2nd Int. workshop on structural health monitoring, Stanford University, 1999.
- Abruzzese D., Angelaccio M., Buttarazzi B., Giuliano R., Miccoli L., Long Life Monitoring of Historical Monuments via Wireless Sensors Network, International Symposium on Wireless Communication Systems, IEEE, 2009, pp. 570-574.
- Agnoli F.M., *Le pasque veronesi*, Rimini, 2013.
- Aktan, A. E., Chase, S., Inman, D. & Pines, *Monitoring and managing the health of infrastructure systems*. In Proc. SPIE 4337, xi–xxi, 2001.
- Aktan, A.E., Ciloglu, S.K. Grimmeisman, Pan, Q. and Catbas, F.N., *Opportunities and challenges in health monitoring of constructed systems by modal analysis*, Proc. of International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Bordeaux, France, 2005.
- Allemang, R.J., Brown, D.L., *A correlation coefficient for modal vector analysis*, Proceedings of the 1st SEM International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA, 1982.
- Amador S., *Operational Modal Analysis Studio Toolbox - User's guide*, Porto, Portugal, 2010
- Andersen, P., Brincker, R., Goursat, M., Mevel L., *Automated Modal Parameter Estimation For Operational Modal Analysis of Large Systems*, Proceedings of the 2nd International Operational Modal Analysis Conference, Copenhagen, Denmark, Vol. 1, pp. 299-308, 2007.
- Ans, B., Hérault, J., Jutten, C., *Adaptive neural architectures: detection of primitives*, 1985, COGNITIVA '85, pp. 593-597.
- Barbetta G., *Le mura e le fortificazioni di Verona*, Verona, 1970.
- Bartoli G., Blasi C., *Il sistema di monitoraggio della cupola di Santa Maria del Fiore: problematiche relative al funzionamento degli strumenti ed alla gestione dei dati*, Università di Firenze, Firenze, 1993.
- Beccaro E., Milan C., *SHM (Structural Health Monitoring) di strutture storiche: analisi statica e dinamica dell'Arena di Verona*, Università di Padova, 2011.
- Beconcini M.L., Croce P., Mengozzi M., Caratterizzazione dinamica del campanile di San Nicola in Pisa, Atti di convegni workshop WONDERmasonry, DICEA Firenze, 2006, pp. 100-112.
- Belouchrani, A., Abed-Meraim, K., Cardoso, J.F., Moulines, E., *A blind source separation technique using second-order statistics*, 1997, IEEE Transactions on Signal Processing, pp. 434-444.
- Bettinali F., Galimberti C., Meghella M., Talvacchia, *The dynamic analysis of large*

- structures as a method for structural investigation*, ENEL/CRIS report 4002fb, 1990.
- Bocca M., Cosar E. I., Salminen J., Eriksson L.M., *A Reconfigurable Wireless Sensor Network for Structural Health Monitoring*; 4th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligence Infrastructure, Zurich, Switzerland, 2009.
 - Bozzetto L.V., *Castelvechio e il ponte scaligero*, a cura del Comando Forze Terrestri Alleate del Sud Europa, Siena - Verona, 1995.
 - Brederode P., De Winter P., Van Staaldin P., Segers W., Dynamic offshore structure test (DOST) project—a new approach to quality assessment of offshore structures, in Proc. Inspection, repair and maintenance IRM/AODC86, Aberdeen, 1986.
 - Brincker, R., Andersen, P., Jacobsen, N.J., *Automated Frequency Domain Decomposition for Operational Modal Analysis*, Proceedings of the 25th SEM International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA, 2007.
 - Brownjohn J. M. W., P. Moyo P., Rizos C., Tjin S. C., *Practical issues in using novel sensors in SHM of civil infrastructure: problems and solutions in implementation of GPS and fibre optics*, In Proc. 4th Int. workshop on structural health monitoring, Stanford University, Destech Publications Inc., USA, 2003, pp. 499-506.
 - Brownjohn J., Tjin S.C., Tan G.H., Tan B.L., Chakraborty S., *A Structural Health Monitoring Paradigm for Civil Infrastructure*, 1st FIG International Symposium on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering, Nottingham, United Kingdom, June 28 – July 1, 2004
 - Brownjohn J.M.W. , *Structural health monitoring of civil infrastructure*, Phil. Trans. R. Soc. A, p.589, 2007
 - Brownjohn J.M.W., *Structural health monitoring of civil infrastructure*, in Phil. Trans. R. Soc. 2007, pp.610-613.
 - Caccin P., *Sviluppo di procedure automatiche di trattamento e analisi dei dati statici per il monitoraggio strutturale*, Università di Padova, 2012
 - Casarin F., Bello E., *Structural Monitoring*, atti di Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions, 2010.
 - Celebi M., *Seismic instrumentation of buildings (with emphasis on federal buildings)*, Technical Report No. 0-7460-68170, United States Geological Survey, Menlo Park, CA, 2002.
 - Ceravolo R., Pescatore M., De Stefano A., Symptom-based reliability and generalized repairing cost in monitored bridges, Politecnico di Torino, Torino, Italy, 2007.
 - Chang F. K. , *A summary report of the 2nd workshop on structural health monitoring held*, at Stanford University on September 8–10, 1999.
 - Coppolino R. N., Rubin S., Detectability of structural failure in offshore platforms by ambient vibration monitoring, in Proc. OTC 12, vol. 4, , Houston, Texas, 1980, pp. 101–110.
 - Dalglish W. A., Rainer J. H., *Measurements of wind induced displacements and accelerations of a 57-storey building in Toronto, Canada*, In Proc. 3rd Colloquium On industrial Aerodynamics, Aachen, Building Aerodynamics, pt. 2, 1978, pp. 67–78.
 - Darbre G. R., Proulx J., *Continuous ambient-vibration monitoring of the arch dam of*

- Mauvosin*, in *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 31, 2002, pp. 475–480.
- Del Grosso A., Inaudi D., Lanata F., *Strain and Displacement Monitoring of a Quay Wall in the Port of Genoa by Means of Fibre Optic Sensors*, 2nd European Conference on Structural Control, Paris, France, July 3–7, 2000.
 - Del Grosso A., Lanata F., *Model Data analysis and Interpretation for Long-term Monitoring of Structures*, *International Journal for Restoration of Buildings and Monuments*, **7**, 2001, pag.285–300.
 - Del Grosso A., Lanata F., Torre A., *Recent Structural Health Monitoring applications in Italy*, 3rd European Structural Health Monitoring, 2006, pag.439 – 446.
 - Del Grosso A., Lanata F., Inaudi D., Posenato D., *Data management and damage identification for continuous static monitoring of structures*, 4th World Conference on Structural Control and Monitoring, 11-13 jul 2006
 - Deraemaeker, A., Reynders, E., De Roeck, G., Kullaa, J., *Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment*, *Mechanical Systems and Signal Processing*, **22**, pp. 34-56, 2008.
 - Det Norske Veritas, *Rules for the design, construction and inspection of offshore structures*, Norway, DNV, 1977.
 - DETR, *List of Panel Engineers: Reservoirs Act 1975*, Department of the Environment, Transportation and the Regions, 2001.
 - Devriendt, C., De Troyer, T., De Sitter, G., Guillaume, P., *Automated operational modal analysis using transmissibility functions*, *Proceedings of ISMA 2008*, Leuven, Belgium, 2008.
 - Dyke S. J., Bernal D., Beck J., Ventura C., *Experimental phase 2 of the structural health monitoring benchmark problem*, In *Proc. ASCE Engineering Mechanics Conference*, WA, 2003
 - Fabbrocino G., C.Ranieri, G.M. Verderame, *L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti*.
 - Farrar C. R., Ph.D., P.E., *New Trends in Vibration-Based Structural Health Monitoring: A Statistical Pattern Recognition Paradigm for SHM*, 2006.
 - Farrar C.R. , K. Worden, *An introduction to structural health monitoring*, *Phil. Trans. R. Soc.*, pp. 303-306, 2007
 - Fattoretto M., *Sviluppo di procedure automatiche di stima dei parametri modali per il monitoraggio strutturale*, Università di Padova, 2012
 - Flint A. R., Smith B. W., *Strengthening and refurbishment of Severn Crossing*, *Proc. Institution of Civil Engineers*, Structures and buildings, 1992.
 - Ghosh D., Sharman R., Rao H.R., Upadhyaya S., *Self-healing systems - survey and synthesis*, *Decision Support System*, Buffalo, 2007
 - Guan, H., Karbhari, V.M., Sikorski, C.S., *Timedomain output only modal parameter extraction and its application*, *Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference*, Copenhagen, Denmark, pp. 577-584, 2005.
 - Han B. G., Yu Y., Han B. Z., and Ou J. P., *Development of a wireless stress/strain*

- measurement system integrated with pressure-sensitive nickel powder-filled cement-based sensors*, Sensors and Actuators: A physical, 2008, pp. 536-543.
- Hudson D. E, *Dynamic tests on full-scale structures*, In Proc. ASCE EMD Specialty Conf., UCLA, 1977, pp. 1–39.
 - Inaudi D., *SOFO sensors for static and dynamic measurements*, in Symp. on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering, Nottingham, UK, 2004.
 - Jear, A. P., Ellis B. R, *Vibration tests on structures at varied amplitudes*, In Proc. ASCE EMD specialty conference-dynamic response of structures, Atlanta, Georgia, 1981, pp. 281–294.
 - Kijewski T. L., Correa, Kareem A., *The Chicago monitoring project: a fusion of information technologies and advanced sensing for civil infrastructure*, in Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructures, vol. 2, ed. Z. Wu & M. Abe., Amsterdam, 2003, pp. 1003–1010.
 - Kim J.T., Ryu Y.S., Cho H.M., Stubbs N., *Damage Identification in Beam-type Structures: Frequency-based Method vs Mode-shape-based Method*, Engineering Structures, 2003, 25, 57–67.
 - Kiremidjian A., Straser E., *A modular wireless damage monitoring system for structures*, Report TR128, Blume Centre, Stanford CA, 1998
 - Kullaa J., *Functions of a Structural Health Monitoring System*, 2008.
 - Lanata F., *Damage detection algorithms for continuous static monitoring of structures*, PhD Thesis, University of Genoa, DISEG, Italy, 2005.
 - Lanslots, J., Rodiers, B., Peeters, B. ,*Automated Pole-Selection: Proof-of-Concept and Validation*, *Proceedings of International Conference on Noise and Vibration Engineering*, Leuven, Belgium, 2004.
 - Li H., Xiao HG., Ou J.P., *Electrical property of cement-based composites filled with carbon black under long-term wet and loading condition*, Composites Science and Technology, 2008, pp. 2114-2119
 - Li X., Peng G. D., Rizos C., Tamura Y., Yoshida A., *Seismic response of a tower as measured by an integrated RTK-GPS system*, in Symposium on engineering surveys for construction works and structural engineering, Nottingham, UK, 2004
 - List D., *Rejuvenating the Tamar Bridge. A review of the strengthening and widening project and its effect on operations*, In Proc. 4th Int. Cable Supported Bridge Operators' Conference, Copenhagen, 2004.
 - Littler J. D., Ellis B. R., *Interim findings from full-scale measurements at Hume Point*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 36, 1990, pp. 1181–1190.
 - Lynch, J.P. and Law, K.H., *Energy of Civil Engineering Structures*, Bordeaux, France, 2005.
 - Magalhães, F., Cunha, A., Caetano, E., *Permanent monitoring of “Infante D. Henrique” bridge based on FDD and SSI-COV methods*, Proceedings of ISMA2008, Leuven, Belgium, 2008.
 - Maguire J. R., *Condition monitoring of structures: a briefing note for clients and authors*. In Proc. Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings 134, pp. 279–280, 1999.
 - Marinelli S., *Castelvecchio e le collezioni*, in *Carlo Scarpa a Castelvecchio* a cura di Magagnato L., pp. 133-148, 1982.

- Marini P, *Castelvechio*, in *Suggestioni dal passato immagini di Verona Scaligera* a cura di Boschi R., Vecchiato M., Verona, 2001.
- Marotto M., *Indagini sperimentali, monitoraggio e modellazione strutturale per la valutazione della sicurezza sismica dell'Arca di Cansignorio della Scala*, Verona, Università di Padova, 2008.
- Masri S.F., Sheng L.H., Caffrey J.P., Nigbor R.L., Wahbeh M., Abdel-Ghaffar A.M., *Application to a Webenabled Real-time Structural Health Monitoring System for Civil Infrastructure Systems*, Smart Materials and Structures, 13, 2004, pag.1269–1283.
- Mita A., *Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures*, In Proc. 2nd Int. workshop on structural health monitoring, Stanford University, 1999
- Mita A., Inamura T., Yoshikawa S., *Structural health monitoring system for buildings with automatic data management system*, 4th International Conference on Earthquake Engineering Taipei, Taiwan October 12-13, 2006
- Mizuno Y., Monroig E., Fujino Y., *Wavelet decomposition-based approach for fast damage detection of civil structures*, Journal of Infrastructure Systems, ASCE, Vol. 14, No. 1, 2008, pp. 27-32.
- Modena C., Casarin F., Valluzzi M. R., Da Porto F., *Structural monitoring for the evaluation of the dynamic response of historical monuments, Masonry and Timber Structures*, Publisher RILEM Publications, 2008.
- Mufti, A. 2001 *Guidelines for structural health monitoring*. ISIS Design Manual No. 2. ISIS Canada.
- Murphy R., *Carlo Scarpa & Castelvechio*, Londra, 1991.
- Omenzetter P., Brownjohn J.M.W., *Applications of Time Series Analysis for Bridge Monitoring*, Smart Materials and Structures, 15(1), 2006, pag.129–138.
- Omenzetter P., Brownjohn J.M.W., Moyo P., *Identification of Unusual Events in Multi Channel Bridge Monitoring Data*, Mechanical Systems & Signal Processing, 2004, pag.409–430.
- Ou J.P., Han B.G., *Piezoresistive cement-based strain sensors and self-sensing concrete components*, Journal of Intelligent Material Systems and Structures, 2009, pp. 329-336.
- Peeters B., De Roeck G., *Stochastic system identification for operational modal analysis: a review*, Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control 123, 2001, pp. 659–667.
- Poncelet, F., Kerschen, G., Golinval, J.C. , *In-orbit vibration testing of spacecraft structures*, *Proceedings of ISMA 2008*, Leuven, Belgium, 2008.
- Poncelet, F., Kerschen, G., Golinval, J.C., Verhelst, D., *Output-only modal analysis using blind source separation techniques*, 2007, Mechanical Systems and Signal Processing, pp. 2335-2358.
- Pozzi M., Zonta D., Zanon P., *Monitoring Heritage Buildings with Wireless Sensor Networks: The Torre Aquila Deployment*, Proceedings of the 8th ACM/IEEE International Conference on Information Processing in Sensor Networks, San Francisco (CA, USA), April 13-16, 2009.

- Qiao G.F., Ou J.P., *Corrosion Monitoring of Reinforcing Steel in Cement Mortar by EIS and ENA*, Electrochimica Acta, 2007, pp. 8008-8019.
- Rainieri, C., Fabbrocino, G., *ARES, una procedura ibrida per l'identificazione dinamica automatica e il monitoraggio strutturale*, 2011, ANIDIS, Bari, Italy.
- Rainieri, C., Fabbrocino, G., Cosenza, E., *Automated Operational Modal Analysis as structural health monitoring tool: theoretical and applicative aspects*. Key Engineering Materials. Vol. 347. pp. 479-484, 2007.
- Rainieri, C., *Operational Modal Analysis for Seismic Protection of Structures*, Ph.D thesis, Naples, Italy, 2008.
- Reynders E., De Roeck G., *Fully automated modal parameter estimation for Structural Health Monitoring*, 2011, EVACES, pp. 477-184.
- Robert-Nicoud Y., Raphael B., Burdet O., Smith I.F.C., *Model Identification of Bridges Using Measurement Data*, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, **20**(2), 2005, pag.118–131.
- Ross R. M., Matthews S. L., Discussion: in-service structural monitoring - a state of the art review, 1995, pp .214–217.
- Ross, R. M. & Matthews, *In-service structural monitoring—a state of the art review*. Struct. Eng. 73, 23–31, 1995.
- Rucker, W., Rohrmann, R. G. & Hille, F. 2006 *Guidelines for monitoring and assessment - a SAMCO initiative as a basis for international standardization*. In Proc. SHMII-2, structural health monitoring and intelligent infrastructures, vol. 2 (ed. J. Ou, H. Li and Z. Duan), pp. 1671–1676. London, UK: Taylor & Francis Group.
- Rytter A., *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures*, Department of Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg, 1993
- Serino G., Spizzuoco M., Marsico M.R., *Application of structural isolation and health monitoring The 'Our Lady of Tears Shrine' in Syracuse (Italy)*, Structure and Infrastructure Engineering, 2009
- Severn R. T., Jeary A. P., Ellis B. R., *Forced vibration tests and theoretical studies on dams*, in Proc. Inst. Civil Eng., 1981, pp. 575–595.
- Shahrivar F., Bouwkamp J. G., Damage detection in offshore platforms using vibration information, in Proc. 3rd Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium, New Orleans, vol. 2, pp. 174–185, 1980.
- Sikorsky C., *Development of a Healthy Monitoring System for Civil Structures Using a Level IV Non-destructive Damage Evaluation Method*, F.K. Chang, Structural Health Monitoring, 2000, pag.68–81.
- Smarsly K., *An autonous computing approach towards monitoring of civil engineering structures*, Asian Journal of civil engineering (building and housing), vol. 11, no.2, 2010, pag. 149-163
- Soderstrom, T., On model structure testing in system identification, Automatica, 11, pp. 537-541, 1975.
- Sohn H., Czarneski J.A., Farrar C.R., *Structural Health Monitoring Using Statistical Process*

- Control*, Journal of Structural Engineering, 126(11), 2000, pag.1356–1363.
- Spencer B.F. Jr, Agha G., *ISHMP: Matlab-based GUI User's Guide*, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2011
 - Ubertini F., Gentile C., Materazzi A.L., *On the automatic identification of modal parameters by subspace methods*, 2011, EVACES, pp. 493-503.
 - Van Overschee, P., De Moor, B. *Subspace Identification for Linear Systems: Theory – Implementation – Applications*. Dordrecht, the Netherlands: Kluwer Academic Publishers, 1996.
 - Verboven, P, Parloo, E, Guillaume, P, and Van Overmeire, M., *Autonomous structural health monitoring –Part I: modal parameter estimation and tracking*, *Mechanical Systems and Signal Processing*, 16(4), pp.637-657, 2002.
 - Wong K. Y., Man K. L., Chan W. Y., *Real-time kinematic spans the Gap GPS world*, July, 2001.
 - Worden K., Manson G.; Structural Health Monitoring using Pattern Recognition; in *New Trends in Vibration-Based SHM*, CISM, Udine, September, 2008.
 - Worden S. K., Farrar C. R., Manson G. and Park G.; *The Fundamental Axioms of Structural Health Monitoring*, *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences Issue*, June, 2007.
 - Yanev B., *Structural health monitoring as a bridge management tool*, In *Proc. SHMII-1, Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructures*, vol. 1, ed. Z. Wu & M. Abe, 2003, pp. 87–98.

Riferimenti normativi

- Decreto Ministeriale 14/01/2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"* di cui al D. M. 14/01/2008
- *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*, 12 ottobre 2007.



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile-Architettura

TESI DI LAUREA

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale
per la valutazione del comportamento sismico di
Castelvecchio, Verona

ALLEGATO A

Relatori: Ch.ma Prof. Maria Rosa Valluzzi

Correlatori: Ch.mo Prof. Claudio Modena
Dott. Ing. Filippo Lorenzoni

Laureando: Michele Furlan

Anno Accademico 2014-2015



Mura scaligere

Piazza dei Signori

Castelveccchio

Arena

Mura comunali



SUD



OVEST



NORD

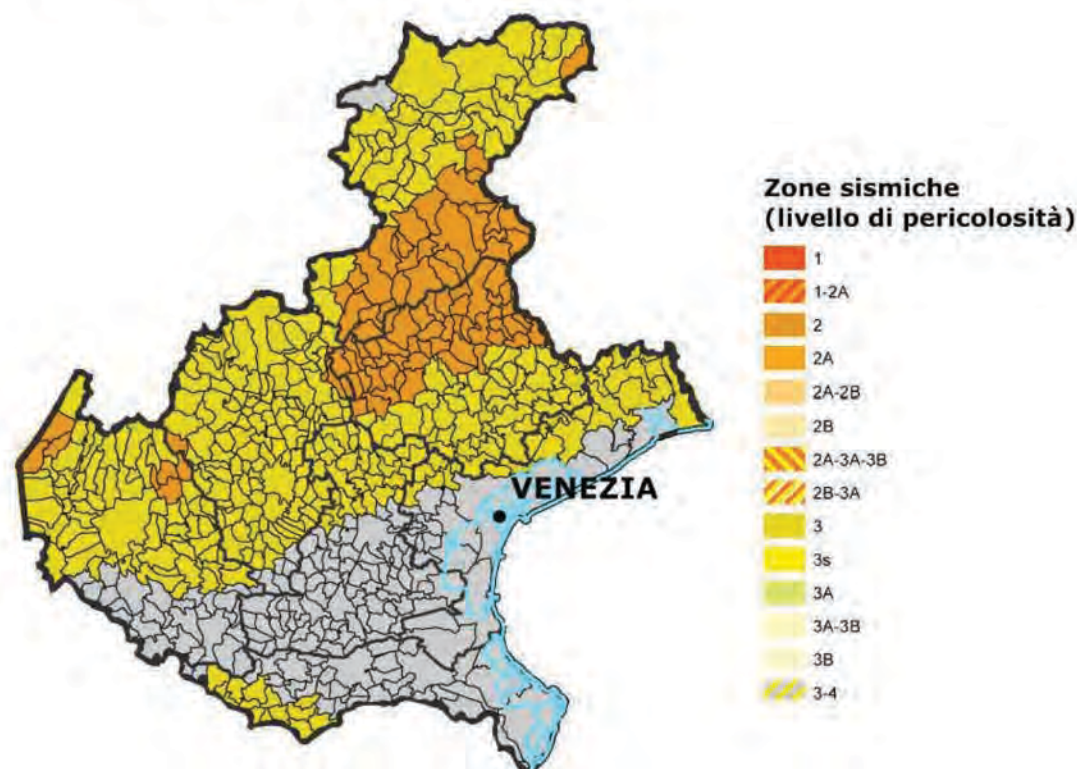


EST



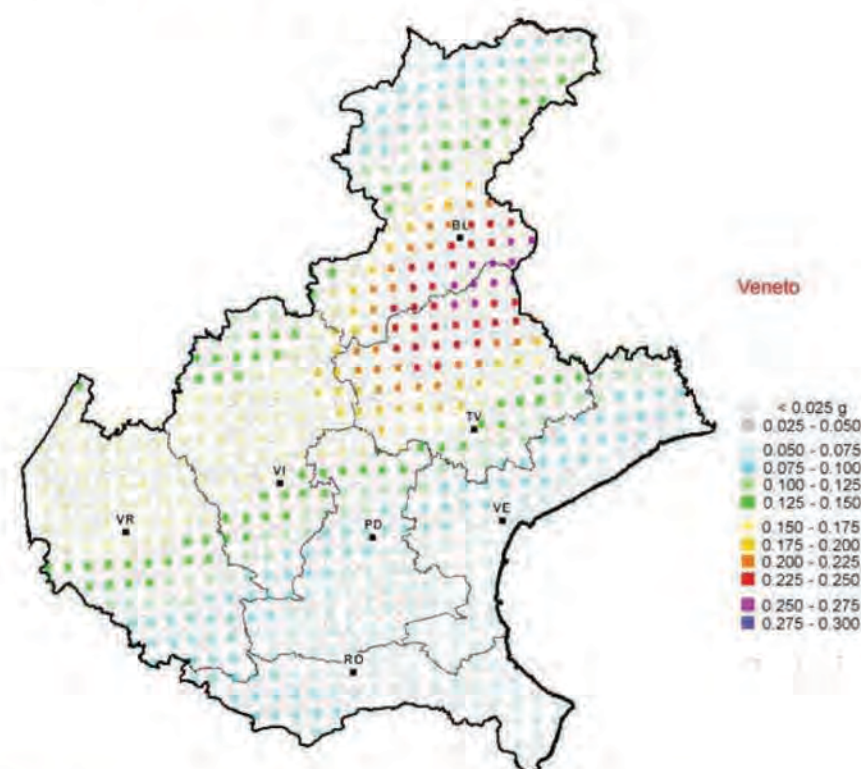
Classificazione sismica al 2014

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'Ordinanza PCM 20 marzo 2003, n. 3274.
Veneto: DCR 3/12/03, n. 67. Valle d'Aosta: DGR 30/12/03, n. 5130.



Classificazione sismica al 2014

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'Ordinanza PCM 20 marzo 2003, n. 3274.
Veneto: DCR 3/12/03, n. 67. Valle d'Aosta: DGR 30/12/03, n. 5130.

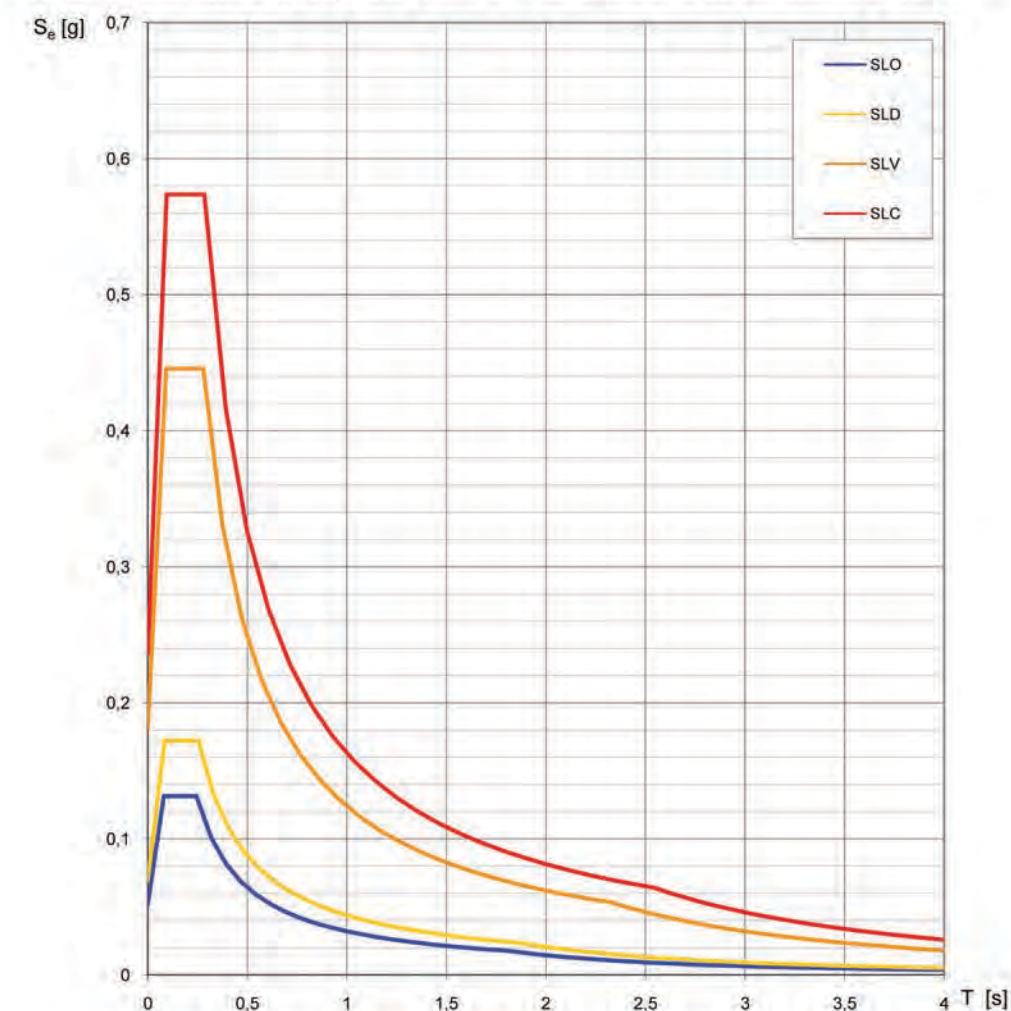


Reticolo di riferimento



Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

Calcolati mediante l'utilizzo del programma "Spettri-NTC", con riferimento ad una vita nominale di 50 anni.



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,052	2,515	0,244
SLD	75	0,069	2,500	0,255
SLV	712	0,182	2,453	0,278
SLC	1462	0,236	2,431	0,284



- 1) Reggia
- 2) Cortile delle Armi
- 3) Vallo interno
- 4) Chiesa S.Martino in Aquaro

1354

In un momento di crisi tra la Signoria Scaligera e il popolo veronese, Cangrande II della Scala decise di costruire una fortezza, ai margini del centro urbano, per dotare la famiglia di una residenza più sicura dei palazzi che si trovavano in Piazza dei Signori.

Così tra il 1354 e il 1356 fu eretto l'intero complesso della Reggia di Castelvecchio e il ponte scaligero, il quale era accessibile unicamente dagli abitanti del castello e rappresentava una via di fuga dalla città nel caso di un'esplosione di una rivolta popolare. La fortezza era composta da una zona residenziale, denominata Reggia, e dal cortile militare. La divisione tra queste due aree era costituita dalle antiche mura comunali. La zona militare era costituita da una vasta piazzaforte rettangolare, dotata di sole protezioni mobili lungo il fiume ma circondata da mura e torri sui lati orientale e meridionale, al suo interno inglobava l'antica chiesetta di S. Martino in Aquaro, probabilmente risalente all'VIII secolo.

Nel 1376, Bartolomeo e Antonio della Scala intrapresero la costruzione della Torre del Mastio, la torre maestra, adiacente alla Reggia e al ponte. Con la sua imponente mole, il Mastio si ergeva a controllo dell'intero complesso di Castelvecchio per poter controllare gli attacchi provenienti dalla città.

- 5) Torre del Mastio

1376



- 6) Veneto Militar Collegio
- 7) Interramento del vallo interno

1759

Durante il periodo di regno su Verona da parte della Repubblica di Venezia il principale intervento avvenuto nel castello fu l'edificazione del "Veneto Militar Collegio". Si trattava di una sede per l'accademia di ingegneria militare, fu progettata dal veronese Anton Maria Lorgna e dagli ingegneri Pedrelli e Benoni. Venne costruita nell'ambito della Reggia, in aderenza al muro di cinta interno, parallelo a quello di epoca comunale, aprendovi delle finestre centinate di pietra tenera ancora visibili sulla destra da chi percorre la strada che conduce dal ponte verso il centro cittadino.

Il progetto del Lorgna venne accompagnato da un modello ligneo, conservato presso l'Istituto Storico dell'Arma del Genio a Roma, il quale offre la visione dello stato di fatto di Castelvecchio alla fine del XVIII secolo. Tuttavia va riscontrato che il progetto venne modificato in fase di realizzazione.

Un ulteriore intervento avvenuto in epoca veneziana riguarda l'interramento del vallo interno del cortile militare, che portò alla chiusura della porta del Morbio, riaperta solo durante gli interventi di restauro eseguiti dall'architetto Carlo Scarpa negli anni '60.



8) Caserma napoleonica

1806

Il primo arrivo delle truppe napoleoniche, nel 1796, fu l'inizio di una serie di sostanziali cambiamenti del complesso. Nel 1797 i francesi respinsero proprio dall'interno di Castelvechio la rivolta cittadina, detta delle "Pasque Veronesi", a conclusione della rivolta vennero abbattute le merlature e mozzate le torri, come punizione verso i cittadini veronesi.

I cambiamenti continuarono, in particolare nel 1806, venne costruita dai francesi la caserma fortificata dalla pianta ad "L" costituita da sale quadrate intercomunicanti, sul lato del cortile militare lungo l'Adige, sguarnito fino a quel momento, e sul lato orientale. Lo scopo della caserma era quello di proteggere il castello dagli attacchi austriaci, che erano insediati nell'altra parte della città.

In previsione di continuare il fortino verso sud, fu abbattuta l'antica chiesetta di S. Martino in Aquaro, di cui si distingue ancora l'andamento delle falde del tetto sul muro meridionale.

Con l'annessione al Regno d'Italia, il primo atto riguardante il castello fu dato dall'apertura del ponte scaligero alla città, con la creazione di una porta arcuata sulla muratura esterna a ovest della torre degli orologi e di una rampa attraverso la corte del Collegio.



stato attuale

Alla fine della prima guerra mondiale, la diminuita importanza strategica di Castelvechio, crea le premesse per la richiesta al Demanio da parte dell'Amministrazione comunale dell'uso del castello per ospitarvi le raccolte civiche d'arte medioevale e moderna. La richiesta fu accolta, ma fu ratificata solo nel 1928. Nel 1923 iniziarono i lavori di ripristino di Castelvechio, condotti dal direttore del Museo Antonio Avena e dall'architetto Ferdinando Forlati. Il 25 aprile 1925 il Museo venne inaugurato dal re Vittorio Emanuele III. Si trattò di una ricostruzione in stile, fortemente criticata dal successivo direttore del Museo, Licisco Magagnato. Infatti, dopo la ricostruzione per anastilosi del ponte scaligero e della parte orientale della caserma, bombardate durante la guerra, Magagnato affidò a Scarpa i lavori per una radicale revisione del complesso. Furono eliminate le superfetazioni novecentesche del restauro di Avena, con il suo intervento, Scarpa si propose di creare da un lato un organico percorso di visita del museo-castello e dall'altro di riportare alla luce gli elementi della struttura trecentesca cancellati dai successivi rimaneggiamenti.

9) Apertura accesso ponte scaligero verso la città



1866



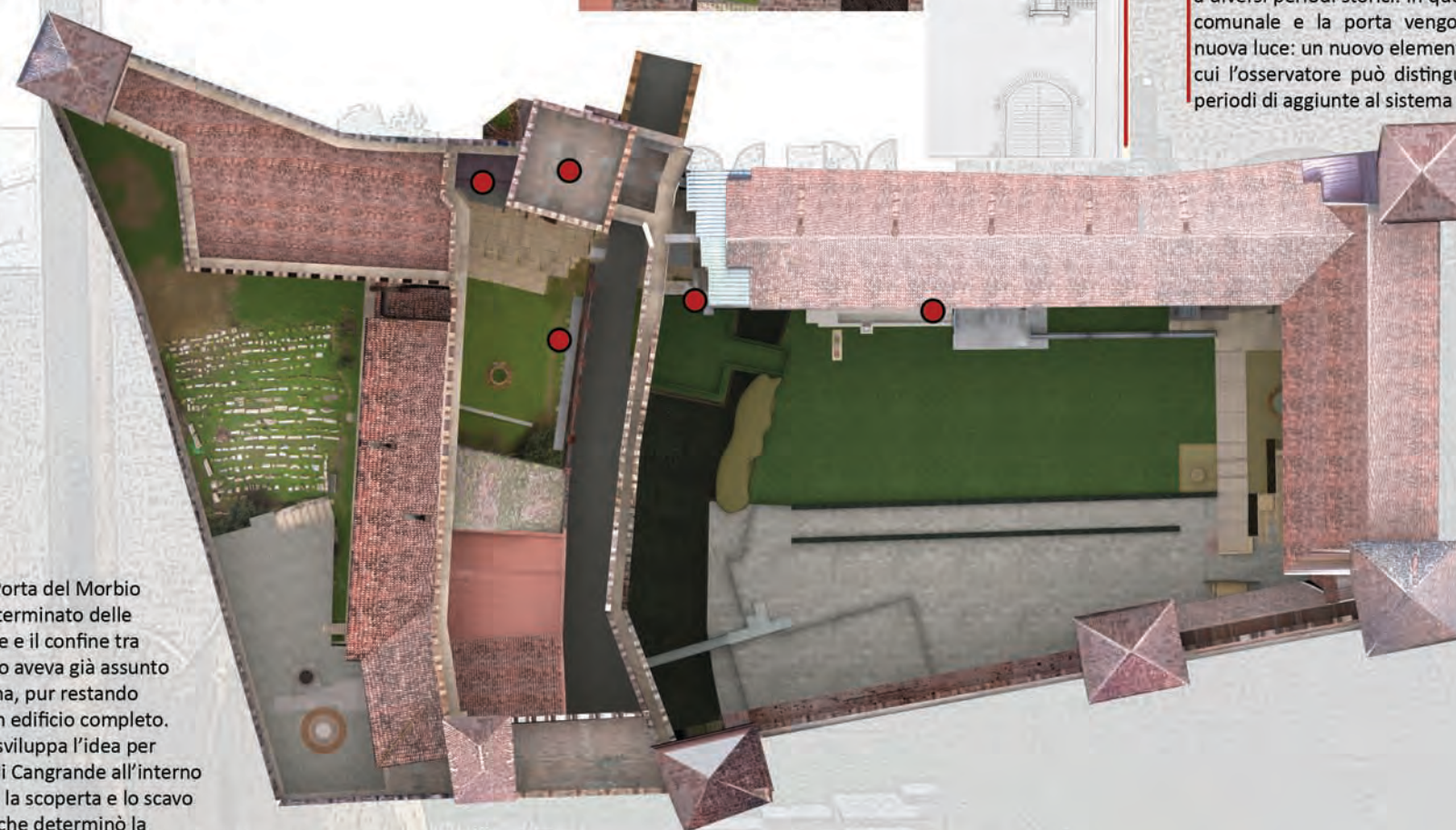
Scala nel cortile della Reggia



Fino al 1870 il cortile delle Reggia era l'unica destinazione del ponte. Oggi la strada del XIX secolo che divide il castello in due parti è aperta sul lato orientale verso il cortile e una lunga scala di cemento (a uso esclusivo del custode) ne percorre l'intera lunghezza collegando la strada al cortile. Dalla necessità di una scala Scarpa ricavò una "passeggiata" che discende nel cortile.

Passerelle tra torre del Mastio e Reggia

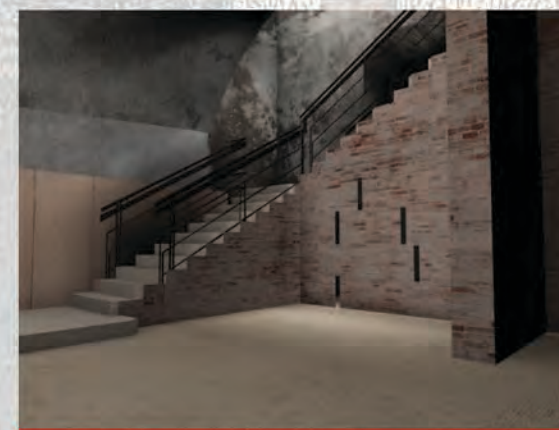
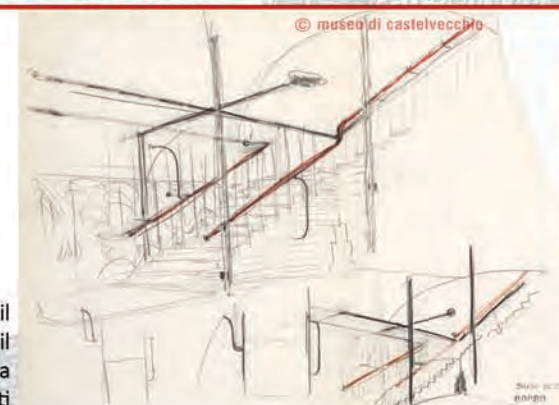
La passerella è una semplice struttura di cemento armato e ferro che sostiene una pavimentazione in pietra Prun e ha il corrimano in ferro e degli zoccoli in legno. È significativo che Scarpa abbia scelto per questo collegamento una passerella scoperta ancorata al muro anziché utilizzare un passaggio coperto; egli infatti si proponeva di rivelare l'intera altezza di questo muro dal cortile fino ad arrivare agli spalti. Accedendo alla passerella coperta una finestra orizzontale incornicia una straordinaria veduta della mole del mastio mentre nello spazio più immediato si può vedere il muro settentrionale e su quello orientale la dentellatura in mattoni che sporge dalla parte inferiore dei camminamenti. Il progetto definitivo prevede due piani verticali di calcestruzzo tra la Reggia e la torre. I serramenti delle finestre sembrano scorrere sopra queste pareti, mentre le lastre di calcestruzzo della pavimentazione sono inserite tra i piani verticali e una trave centrale.



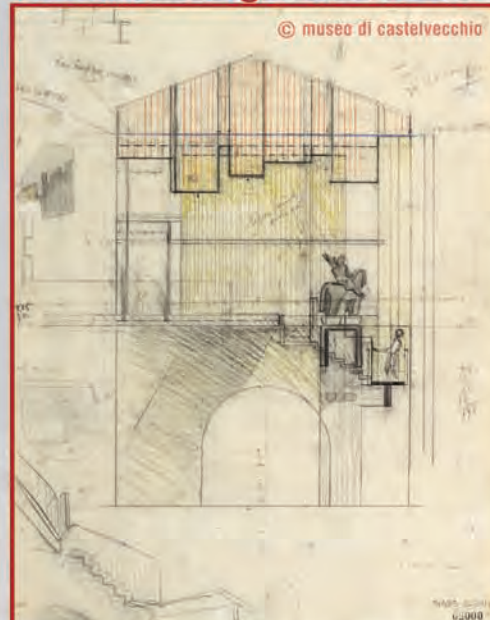
Porta del Morbio ed ingresso al Mastio



Il progetto per il nuovo ponte con il sottopassaggio è importante in quanto è il primo tra i molti esempi in cui Scarpa volutamente separa gli elementi appartenenti a diversi periodi storici. In questo caso il muro comunale e la porta vengono visti in una nuova luce: un nuovo elemento ininterrotto in cui l'osservatore può distinguere due diversi periodi di aggiunte al sistema viario originale.



Statua di Cangrande della Scala



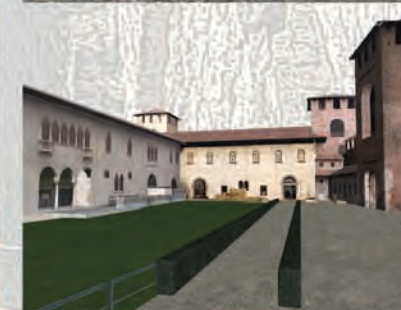
La scoperta della Porta del Morbio nel 1958 aveva determinato delle demolizioni interne e il confine tra l'interno e l'esterno aveva già assunto la posizione odierna, pur restando nell'involucro di un edificio completo. Una serie di studi sviluppa l'idea per esporre la statua di Cangrande all'interno dell'edificio. Ma fu la scoperta e lo scavo del vallo nel 1962 che determinò la demolizione più radicale, quella totale dell'ultima campata e quella dello scalone napoleonico ad essa attiguo. L'architetto realizzò il suo scopo di rivelare il muro lungo il fiume, liberando al tempo stesso la curvatura del muro comunale di epoca prescaligera. L'incontro tra il vallo scaligero e la caserma napoleonica è progettato in maniera particolarmente brillante.



Facciata caserma napoleonica

Scarpa doveva elaborare uno stratagemma per dimostrare che la facciata era un faso storico, relaizzaato durante i restauri di Avena. La sua soluzione adottata lasciò la facciata apparentemente quasi intatta, ma disturbata da alcuni stratagemmi. In primo luogo abbiamo la radicale demolizione dell'ultima campata della galleria; in secondo luogo l'entrata viene spostata dalla campata centrale eliminando così ogni influenza simmetrica sul cortile; il terzo stratagemma è l'inserimento all'interno del museo di una quinta che segue un ritmo indipendente e in contrappunto con il resto della facciata; il quarto sono le modifiche che fanno sì che la facciata esistente appaia sottile e quasi evanescente; per ultimo troviamo lo scambio attivo tra l'interno e l'esterno, come nel caso del sacello, del museo e della pavimentazione dell'ingresso e ancora di più nell'emergere della pavimentazione della galleria sulla piastra.

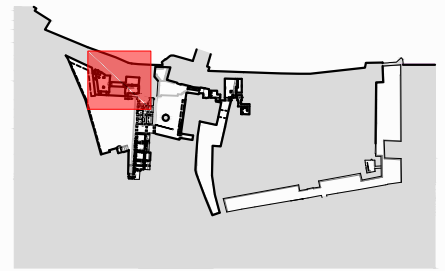
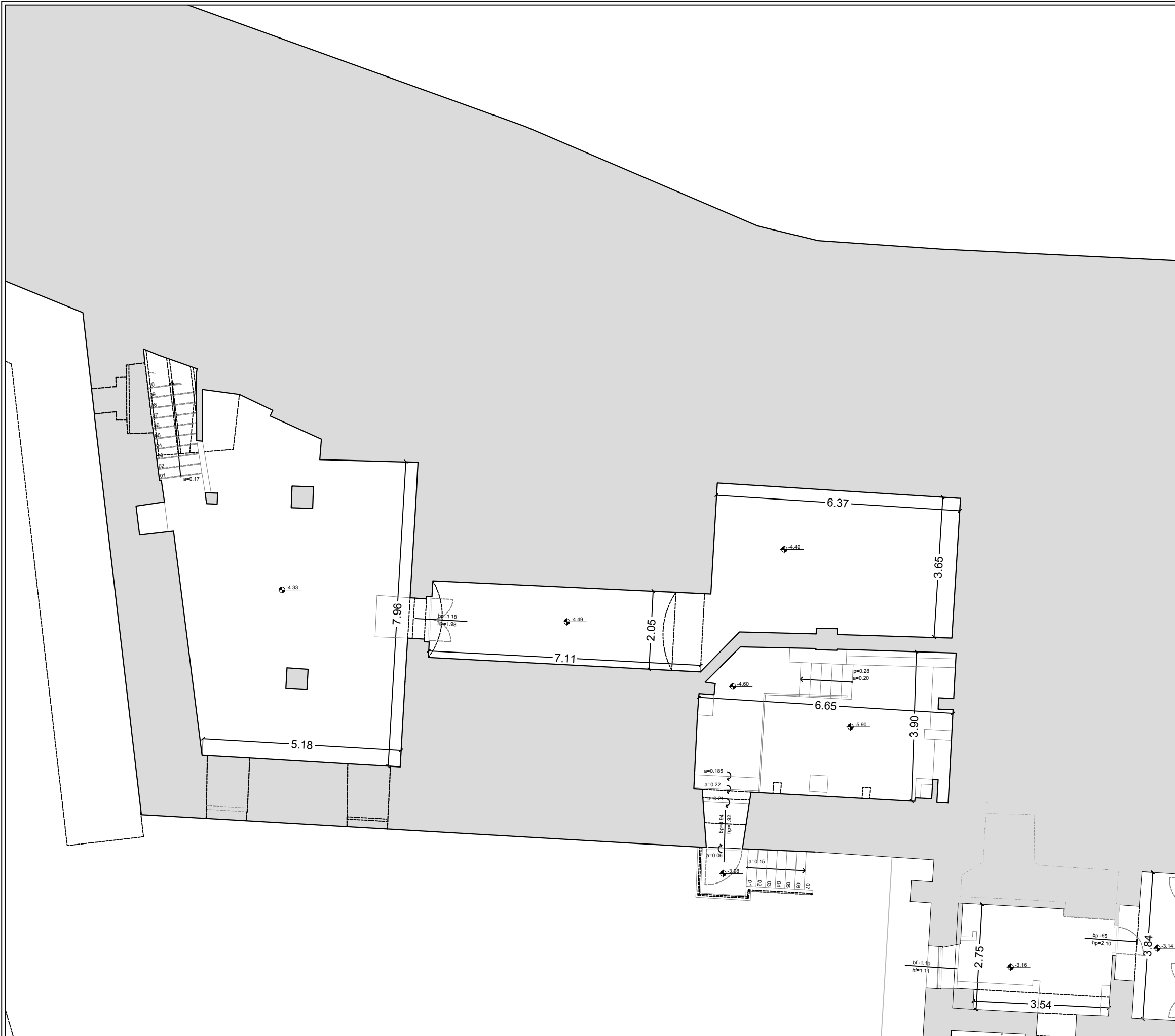
Sotto abbiamo uno schizzo realizzato da Scarpa per lo studio del restauro della facciata della caserma.



Catasto Napoleonico (anno)

Catasto Austriaco (anno)





Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvechio, Verona

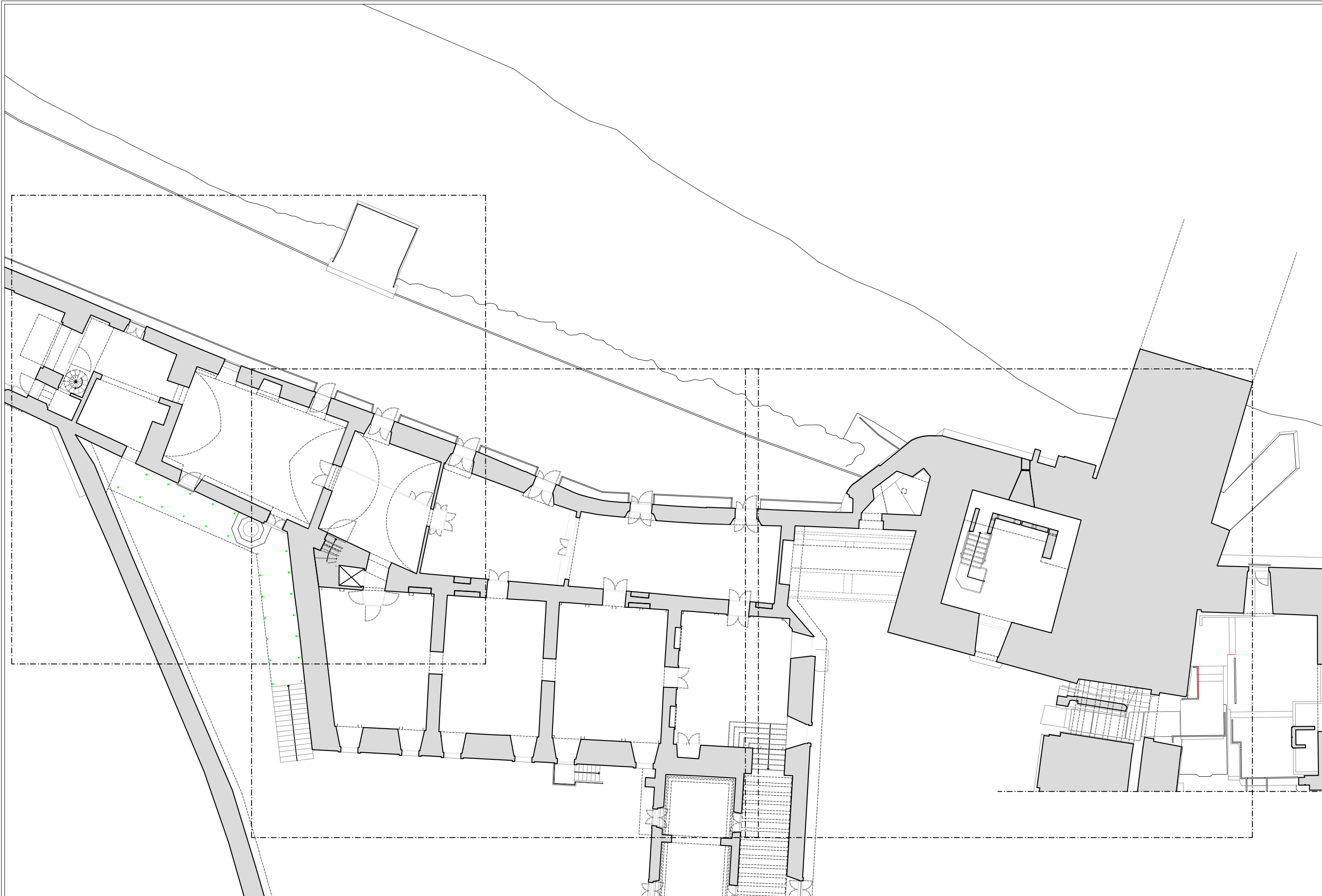
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano interrato

Scala 1:100

TAV.

3.01



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

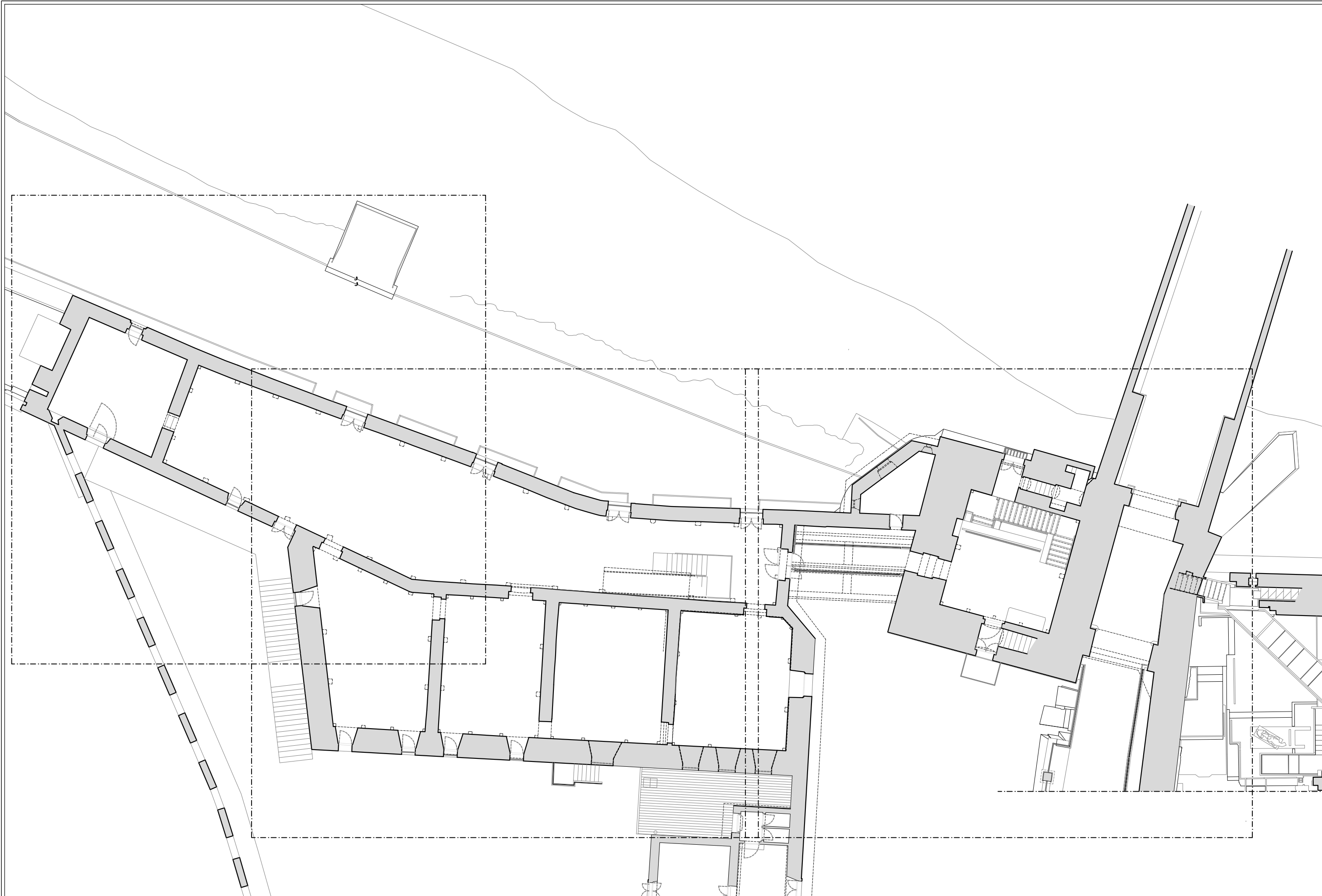
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano terra

Scala 1:200

TAV.

3.02



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

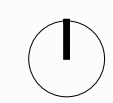
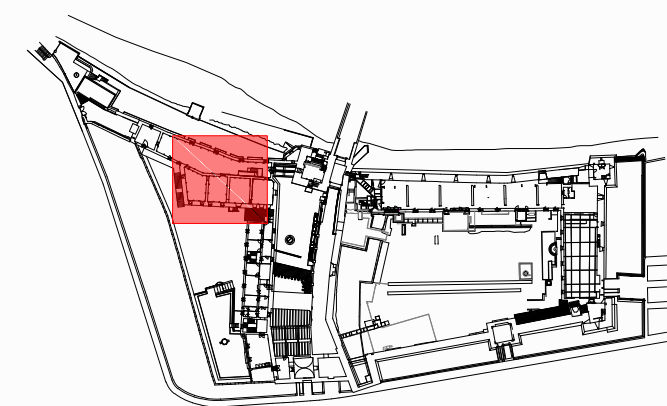
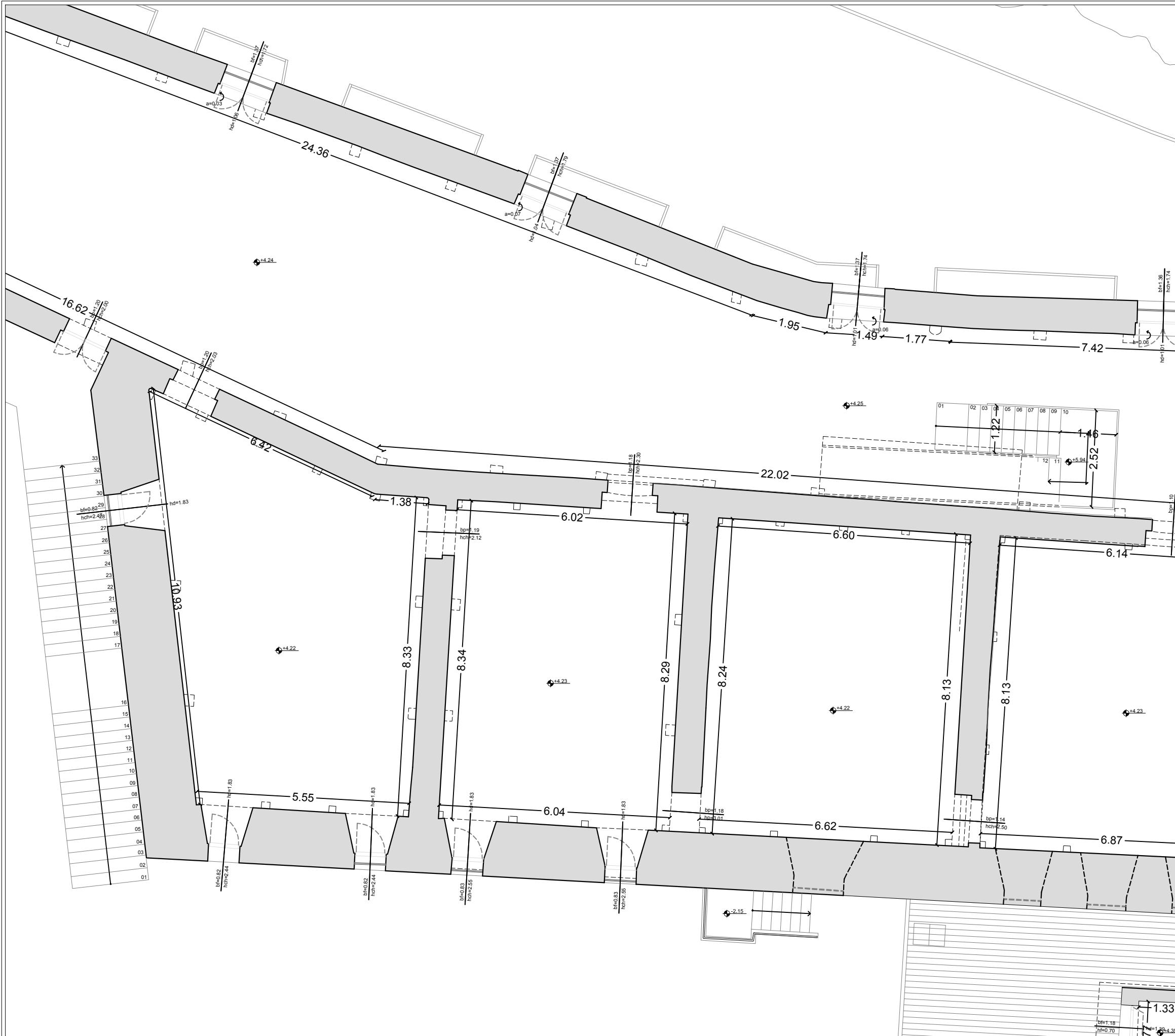
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano primo

Scala 1:200

TAV.

3.06



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvechio, Verona

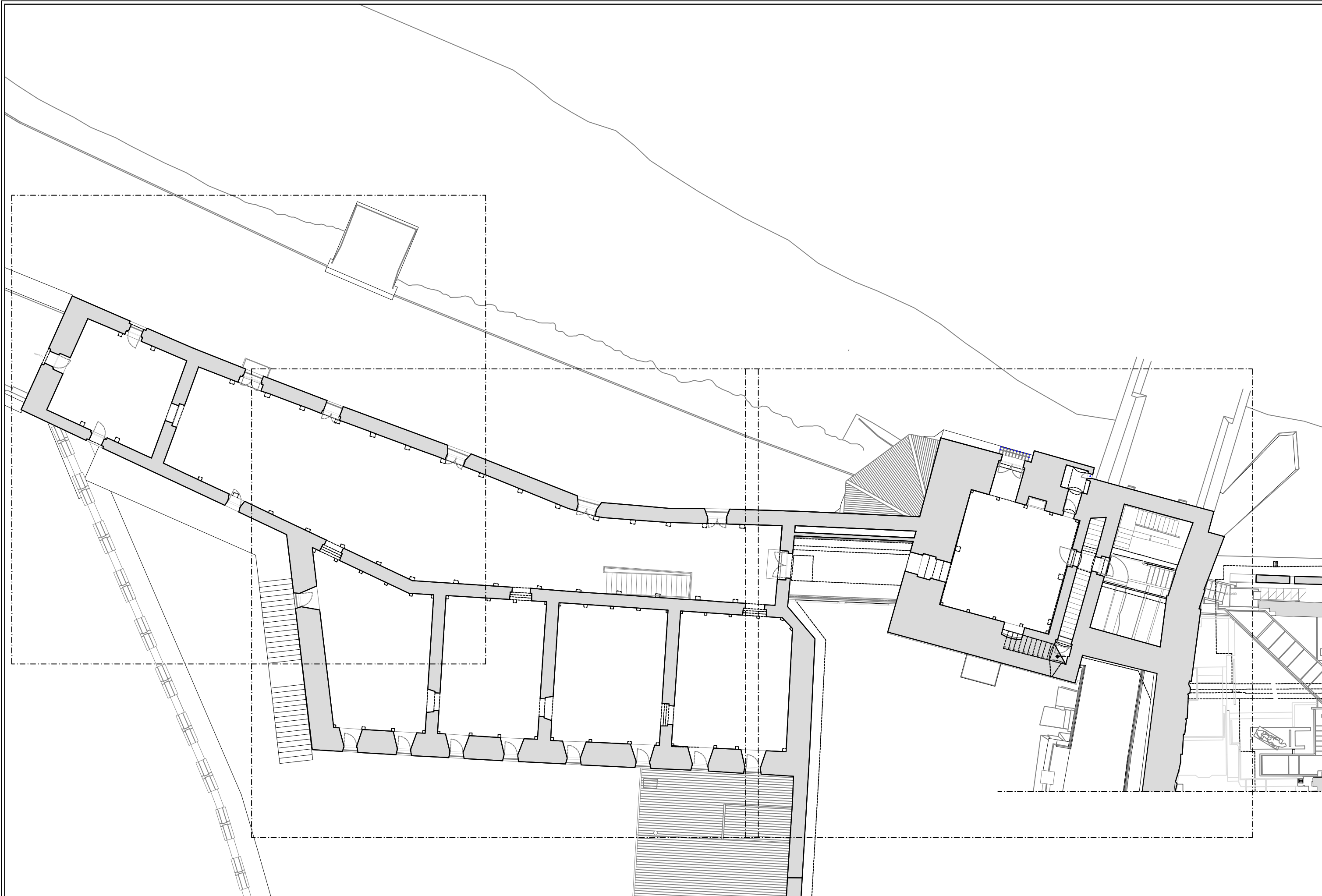
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano primo

Scala 1:100

TAV.

3.08



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelveccchio, Verona

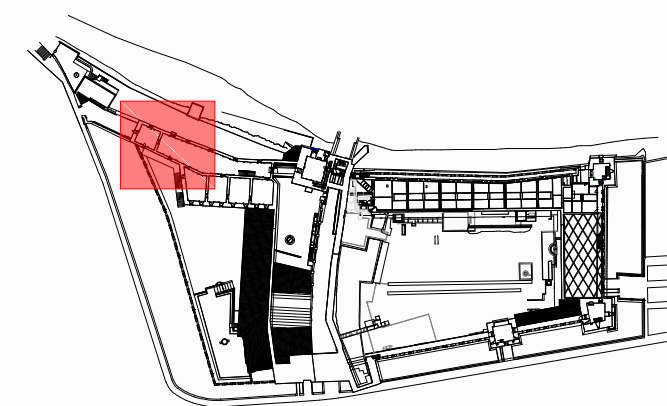
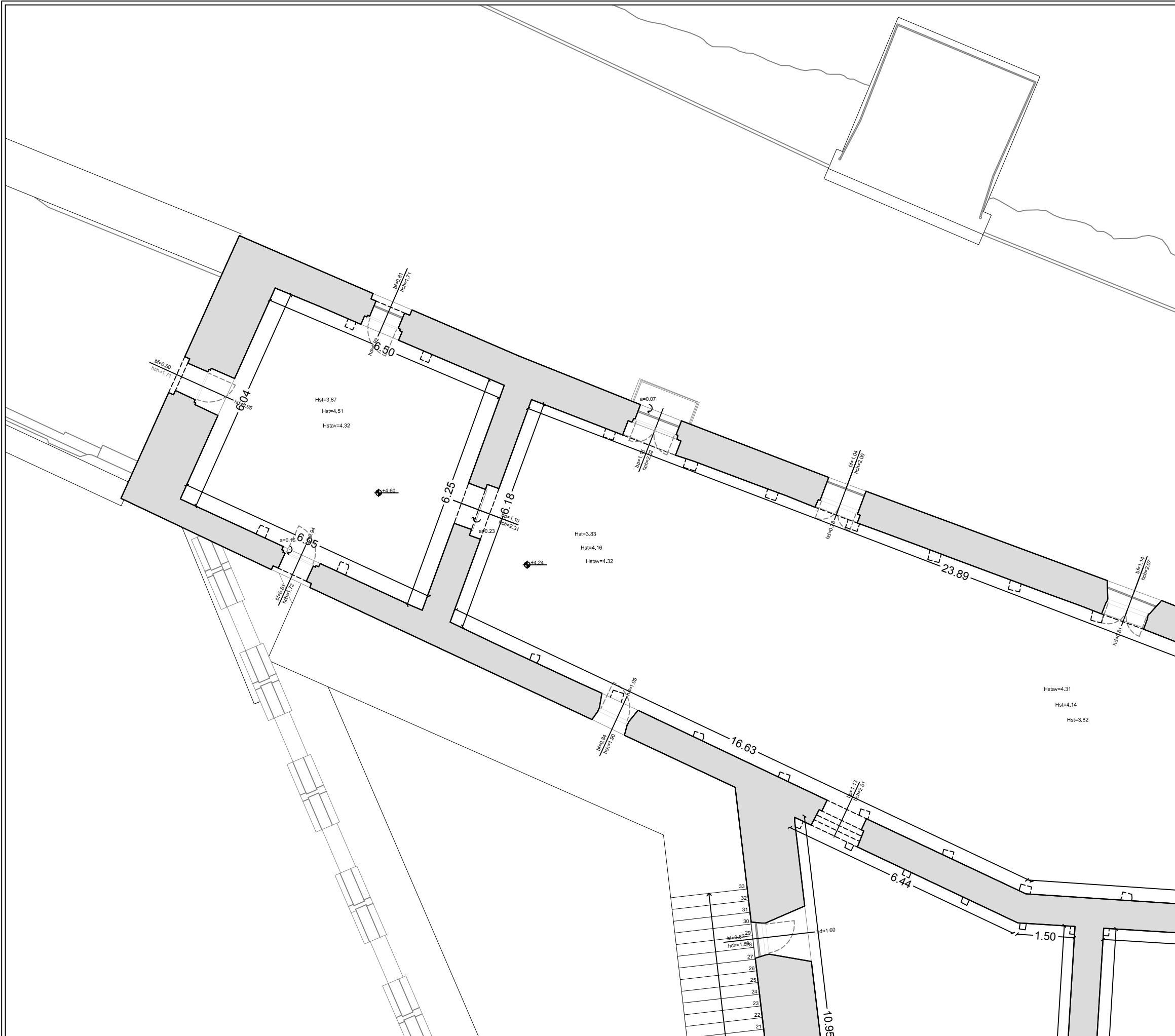
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano secondo

Scala 1:200

TAV.

3.10



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

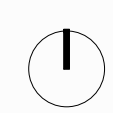
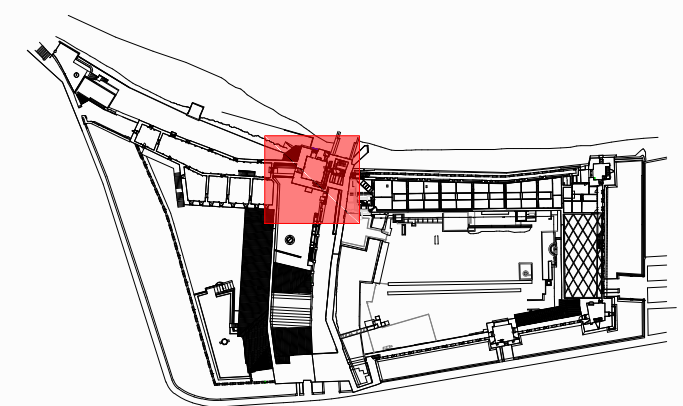
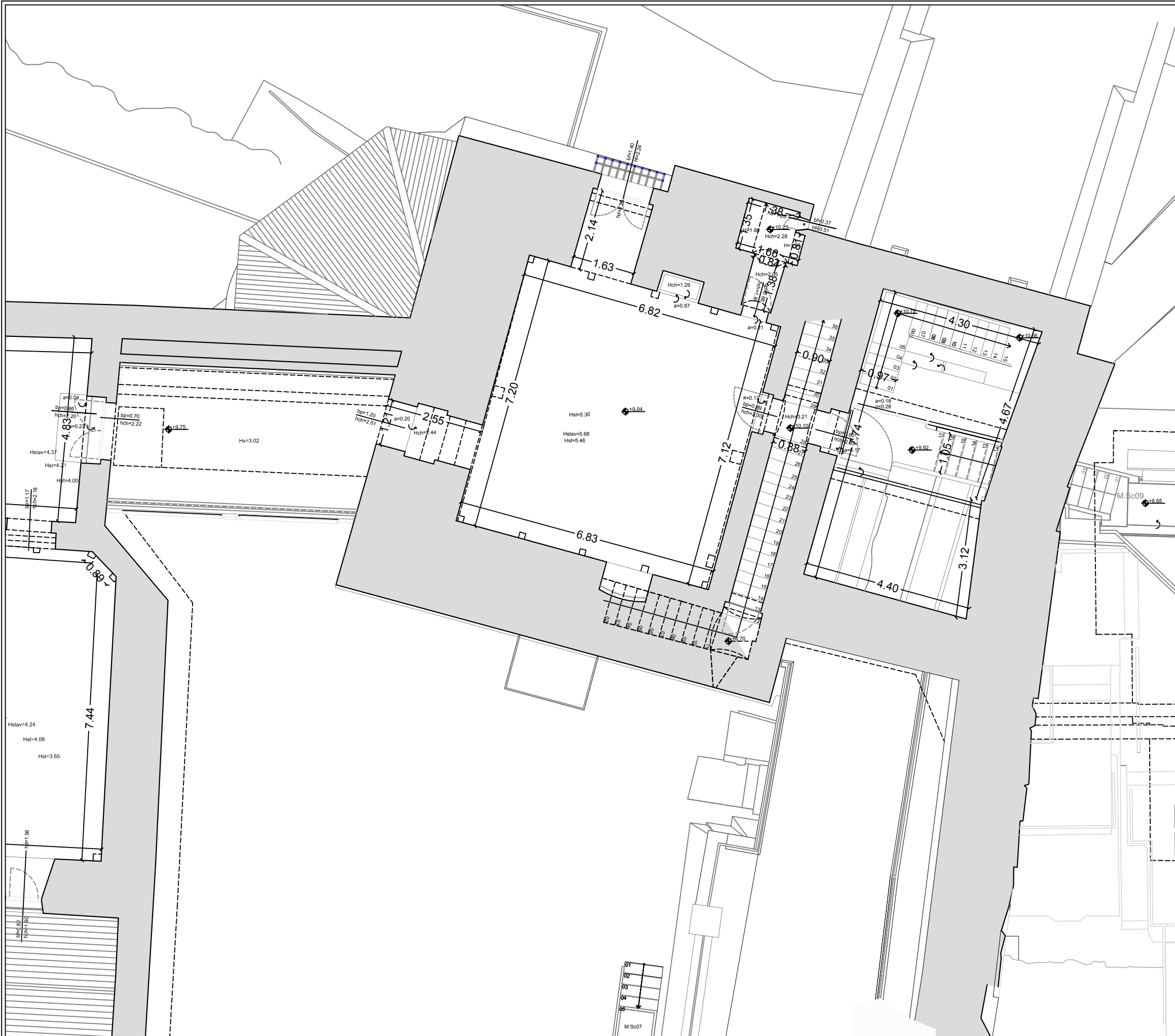
RILIEVO ARCHITETTONICO

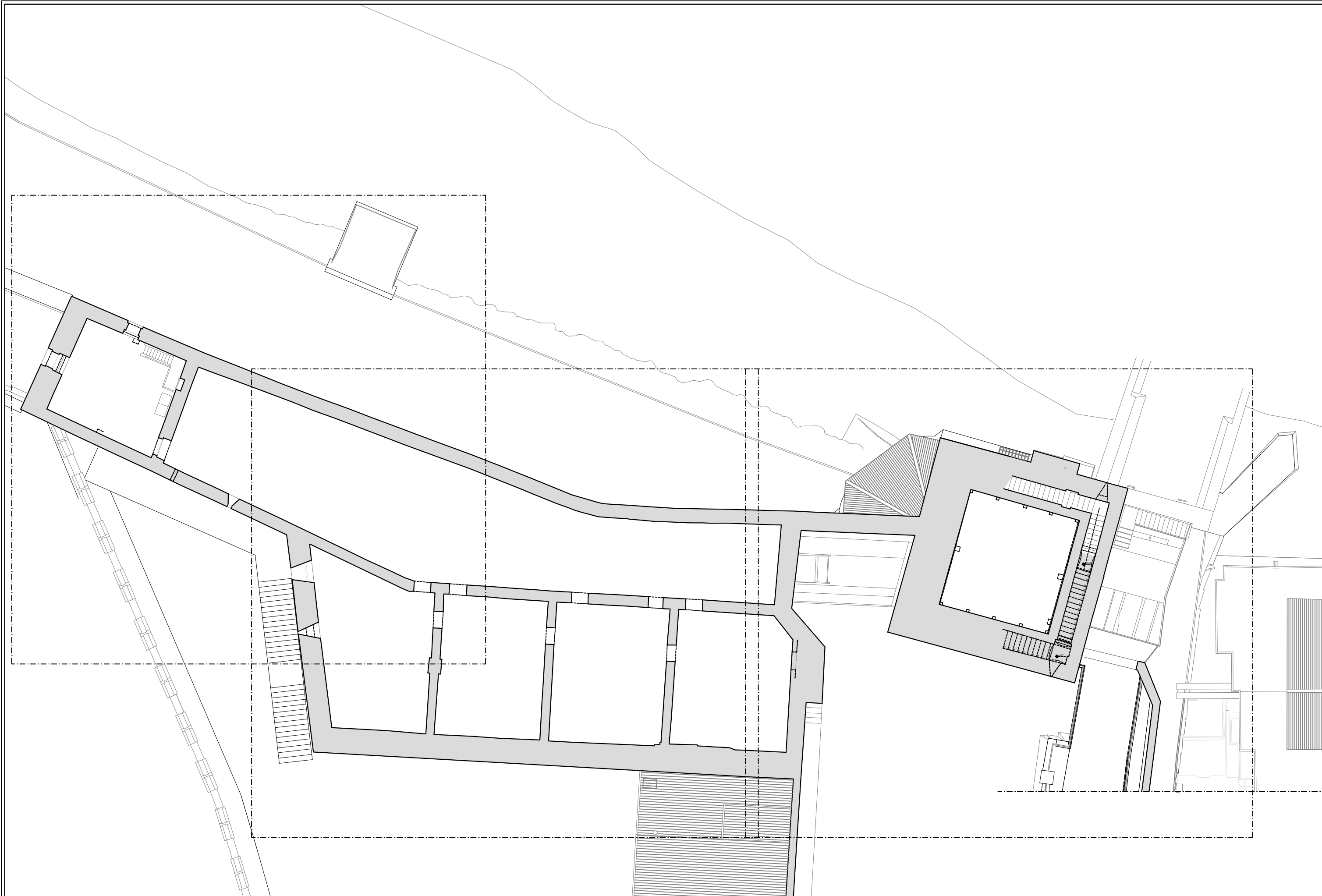
Pianta piano secondo

Scala 1:100

TAV.

3.11





Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

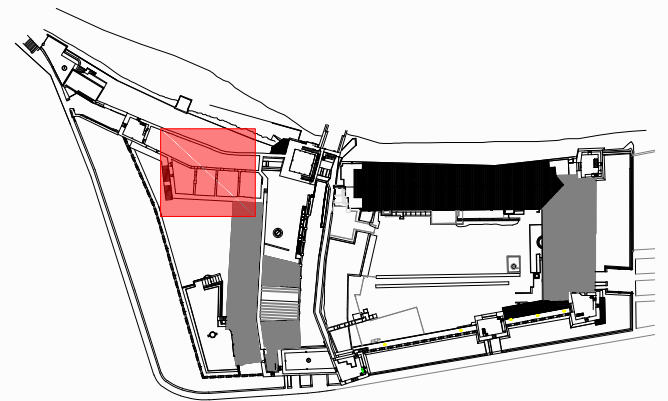
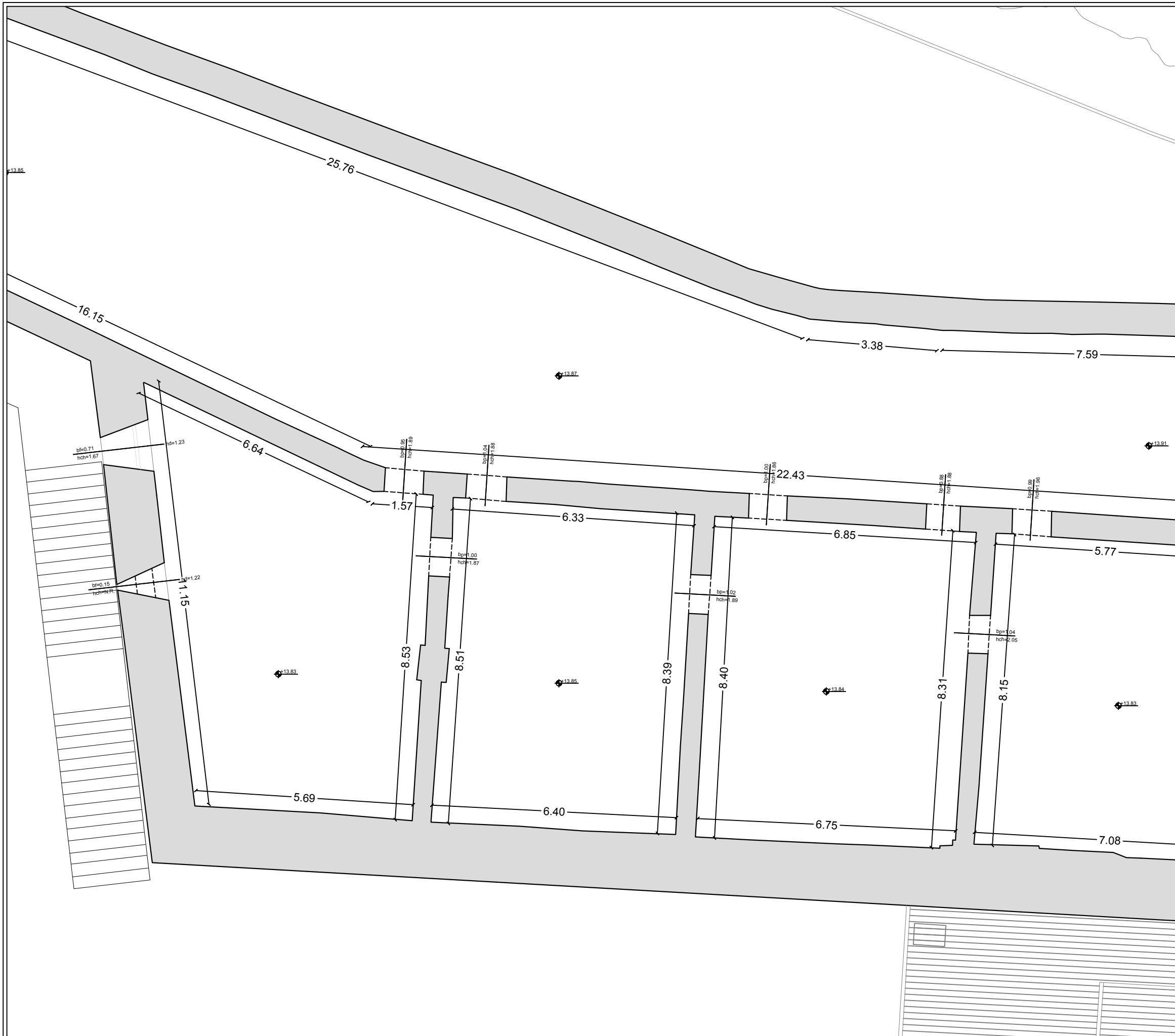
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano terzo
(sottotetto Reggia)

Scala 1:200

TAV.

3.14



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvechio, Verona

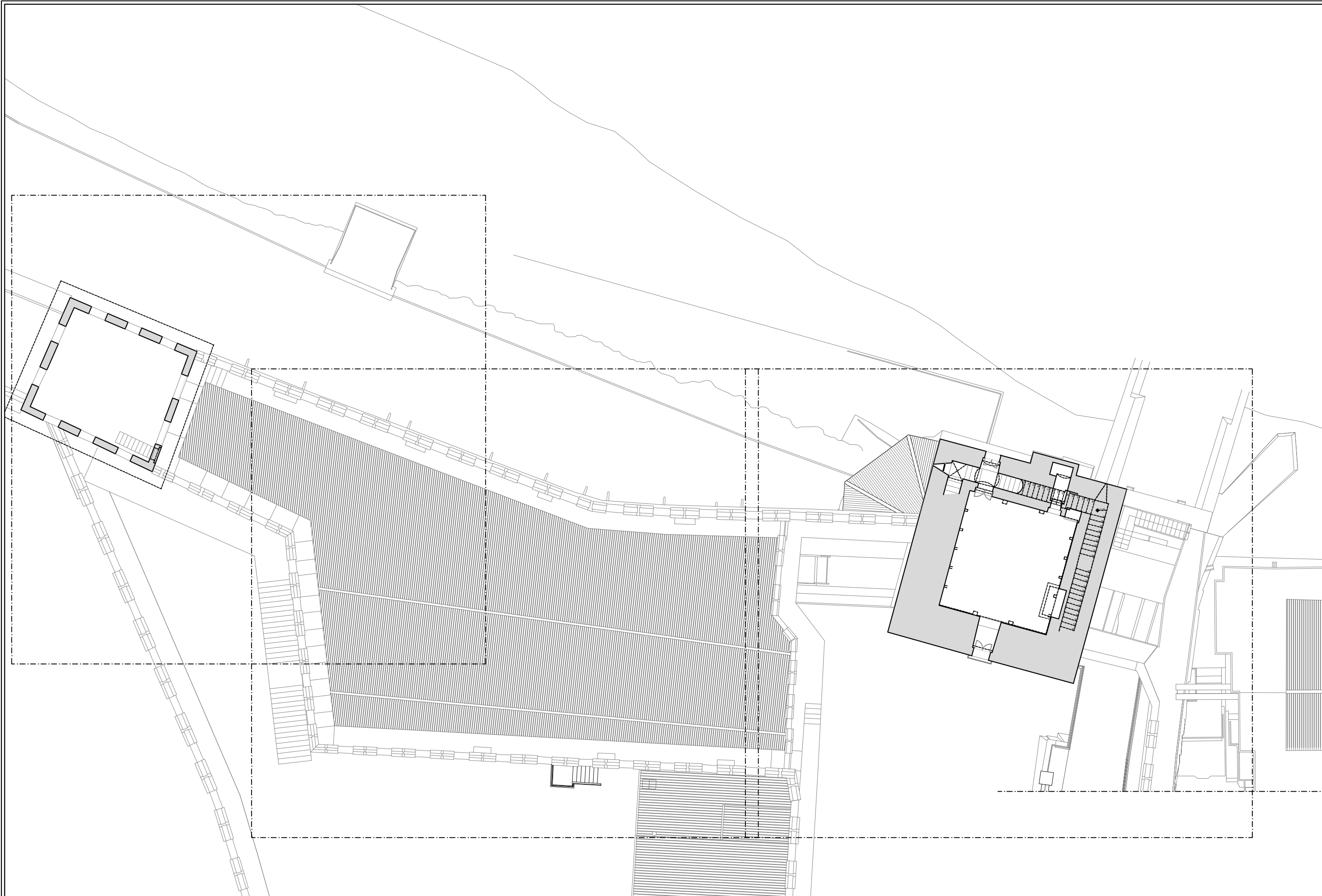
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano terzo
(sottotetto Reggia)

Scala 1:100

TAV.

3.16



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

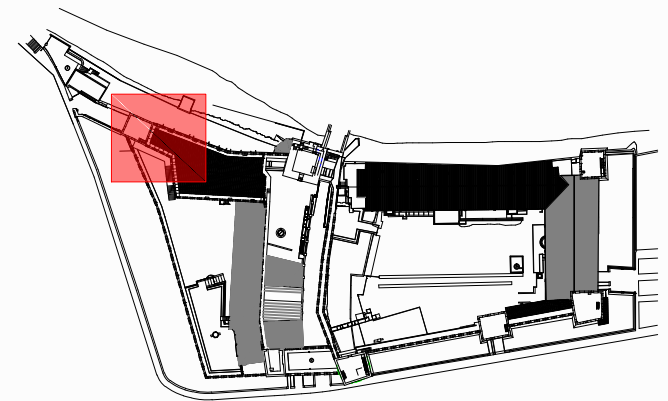
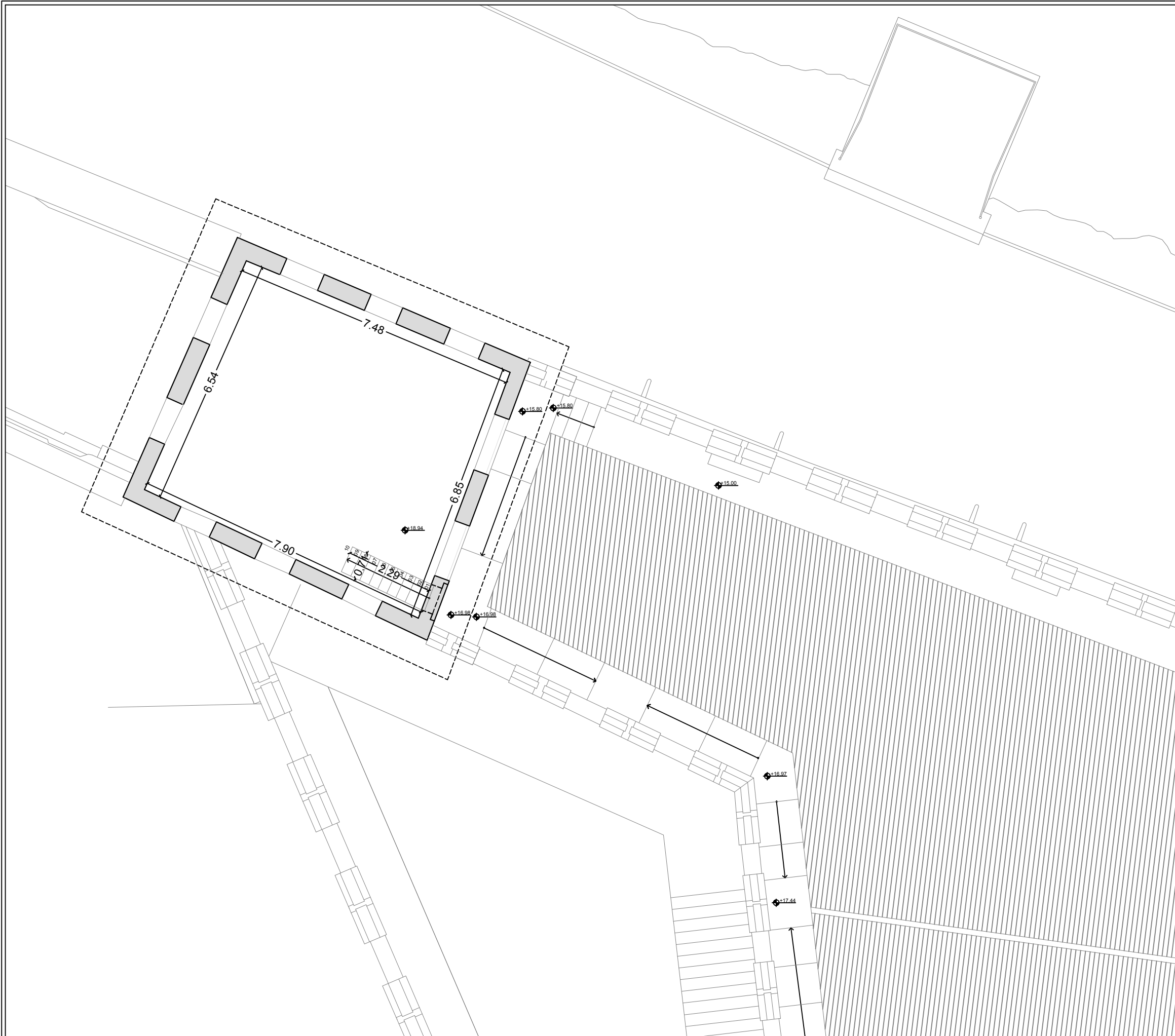
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano terzo (Mastio)
Copertura Reggia

Scala 1:200

TAV.

3.18



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

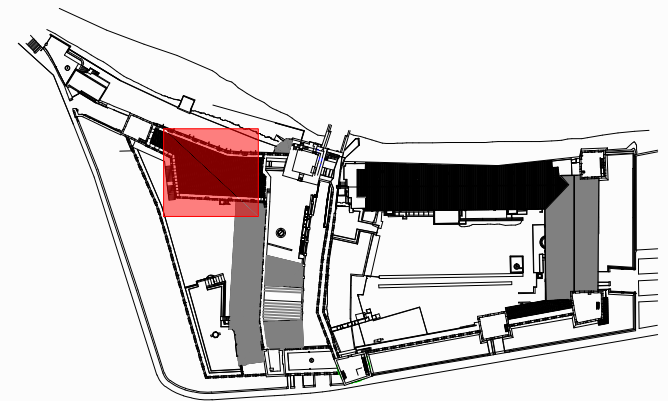
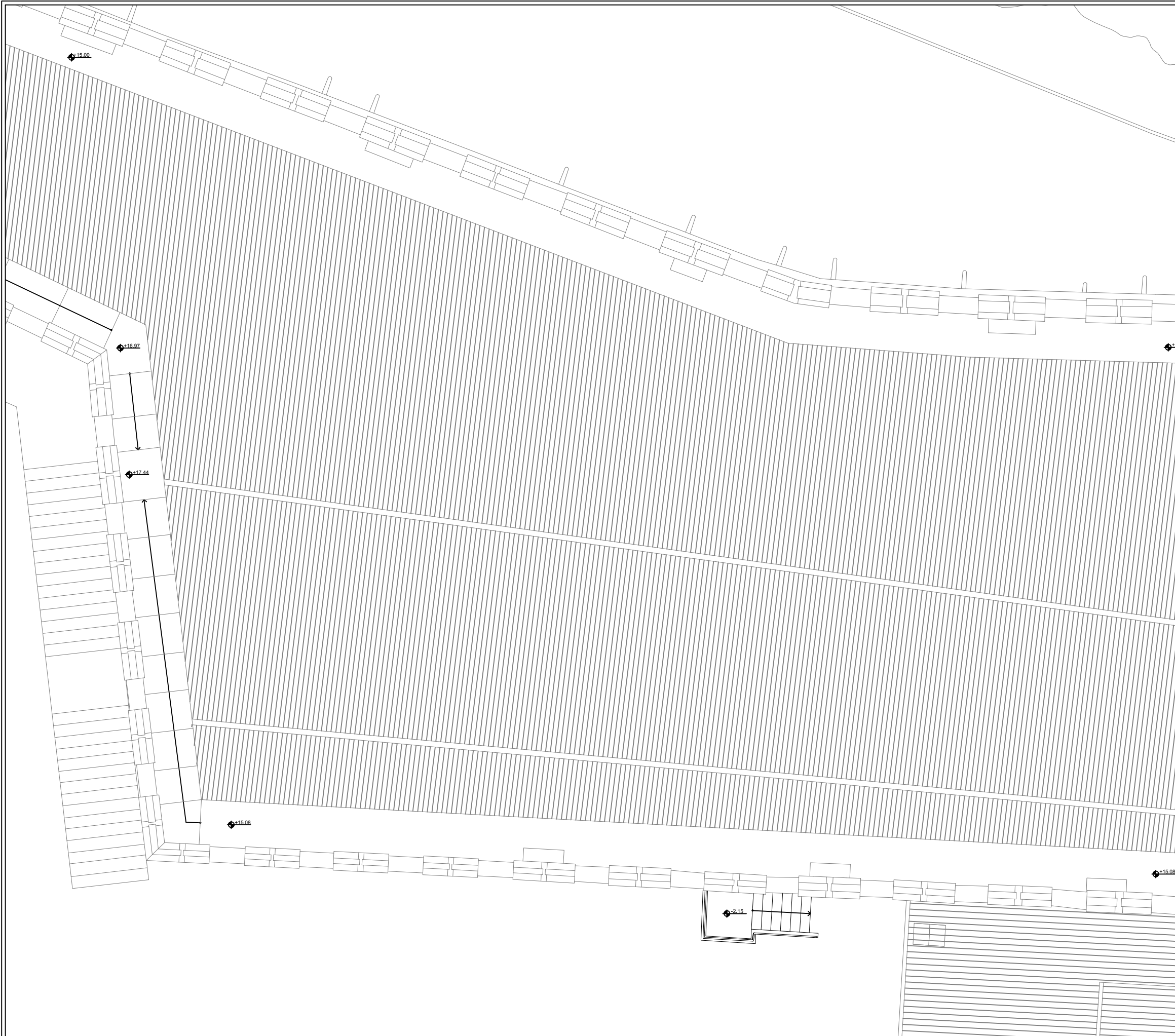
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano terzo (Mastio)
Copertura Reggia

Scala 1:100

TAV.

3.19



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

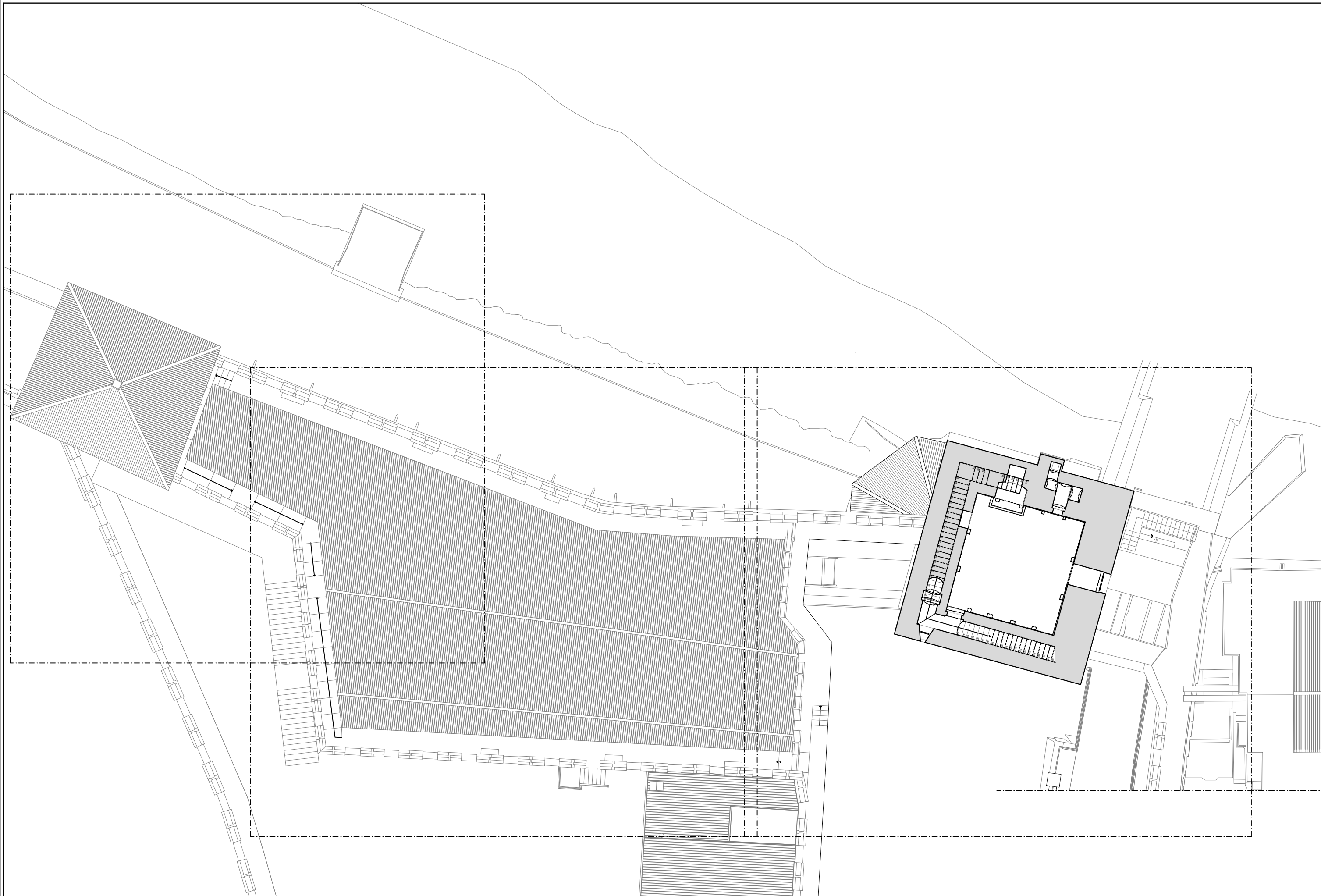
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano terzo (Mastio)
Copertura Reggia

Scala 1:100

TAV.

3.20



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelveccchio, Verona

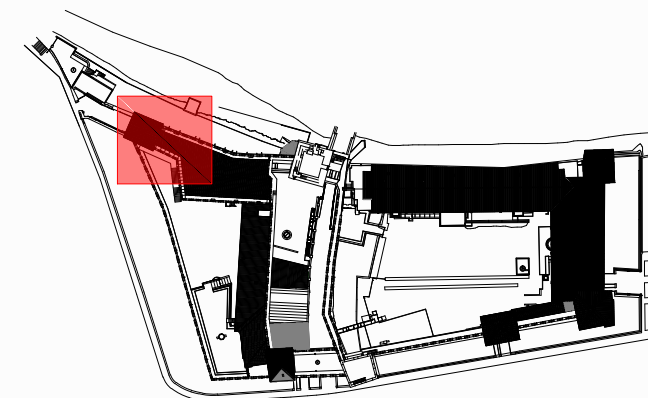
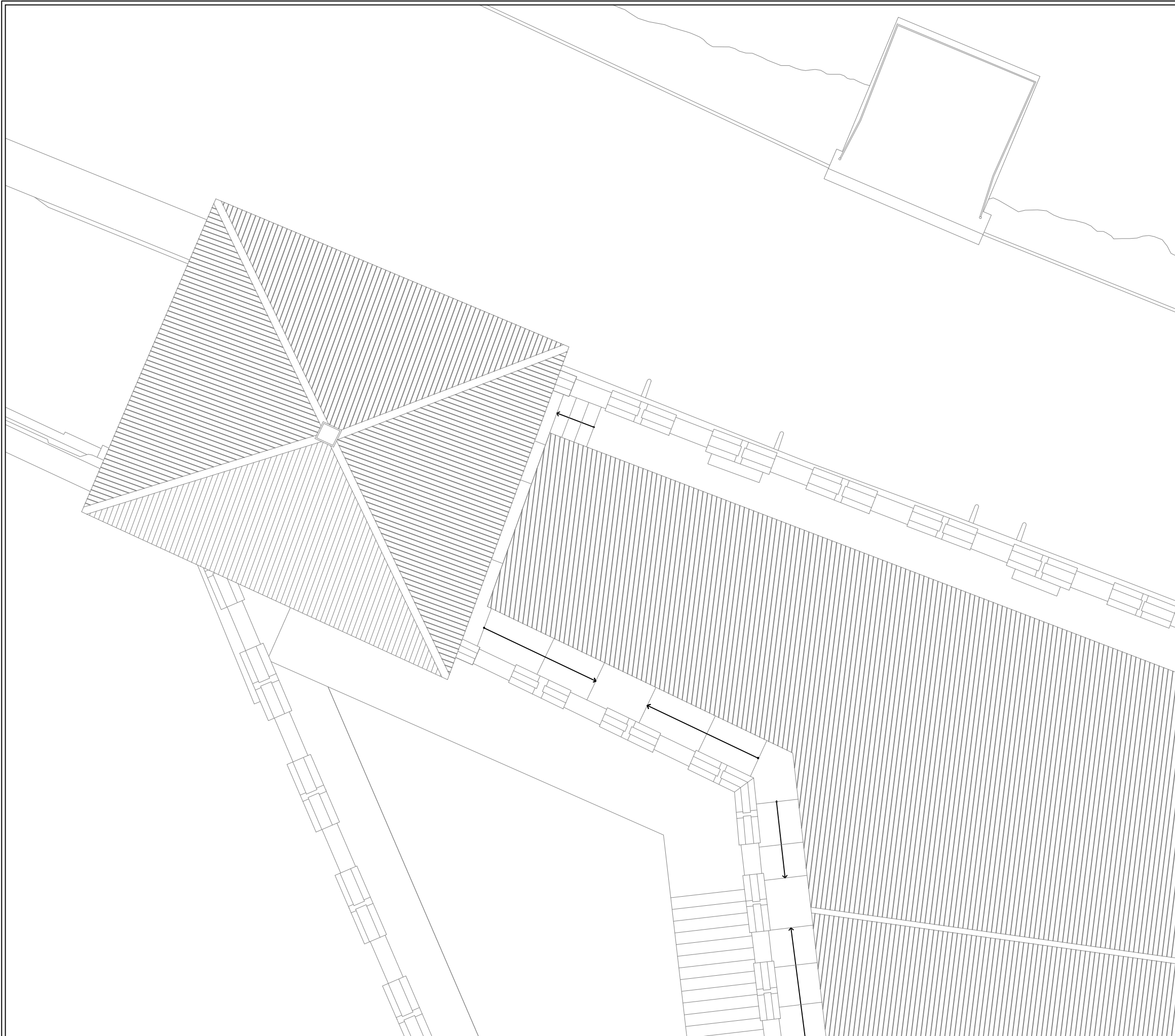
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano quarto (Mastio)
Copertura Reggia

Scala 1:200

TAV.

3.22



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

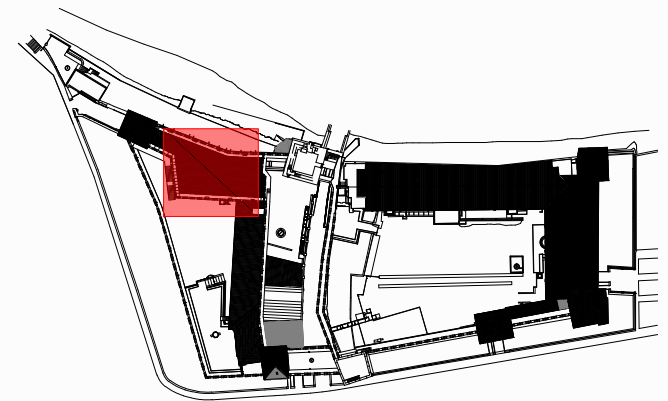
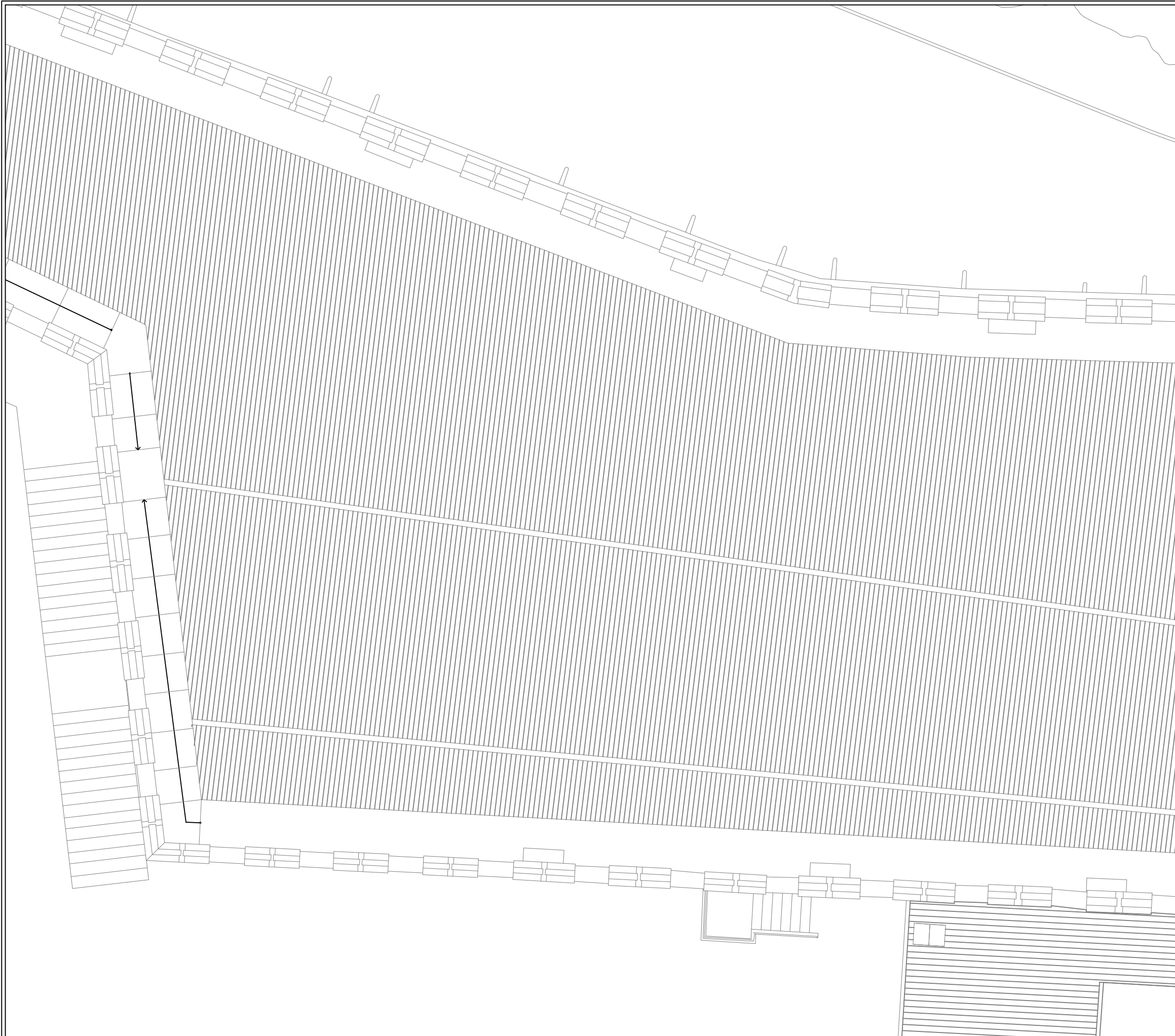
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano quarto (Mastio)
Copertura Reggia

Scala 1:100

TAV.

3.23



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

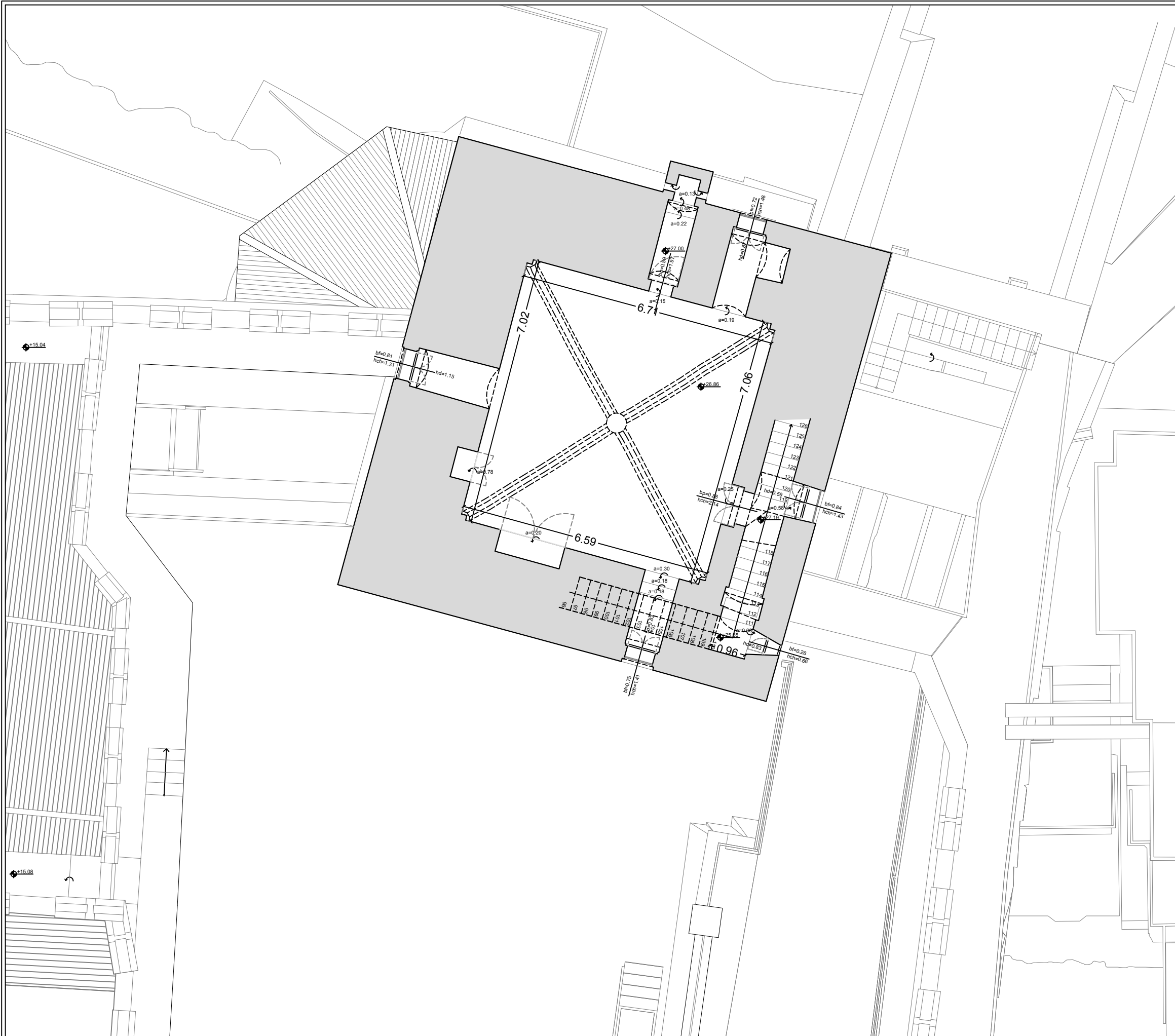
RILIEVO ARCHITETTONICO

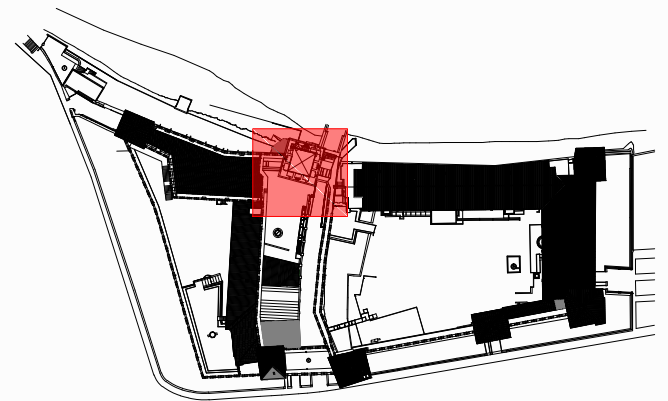
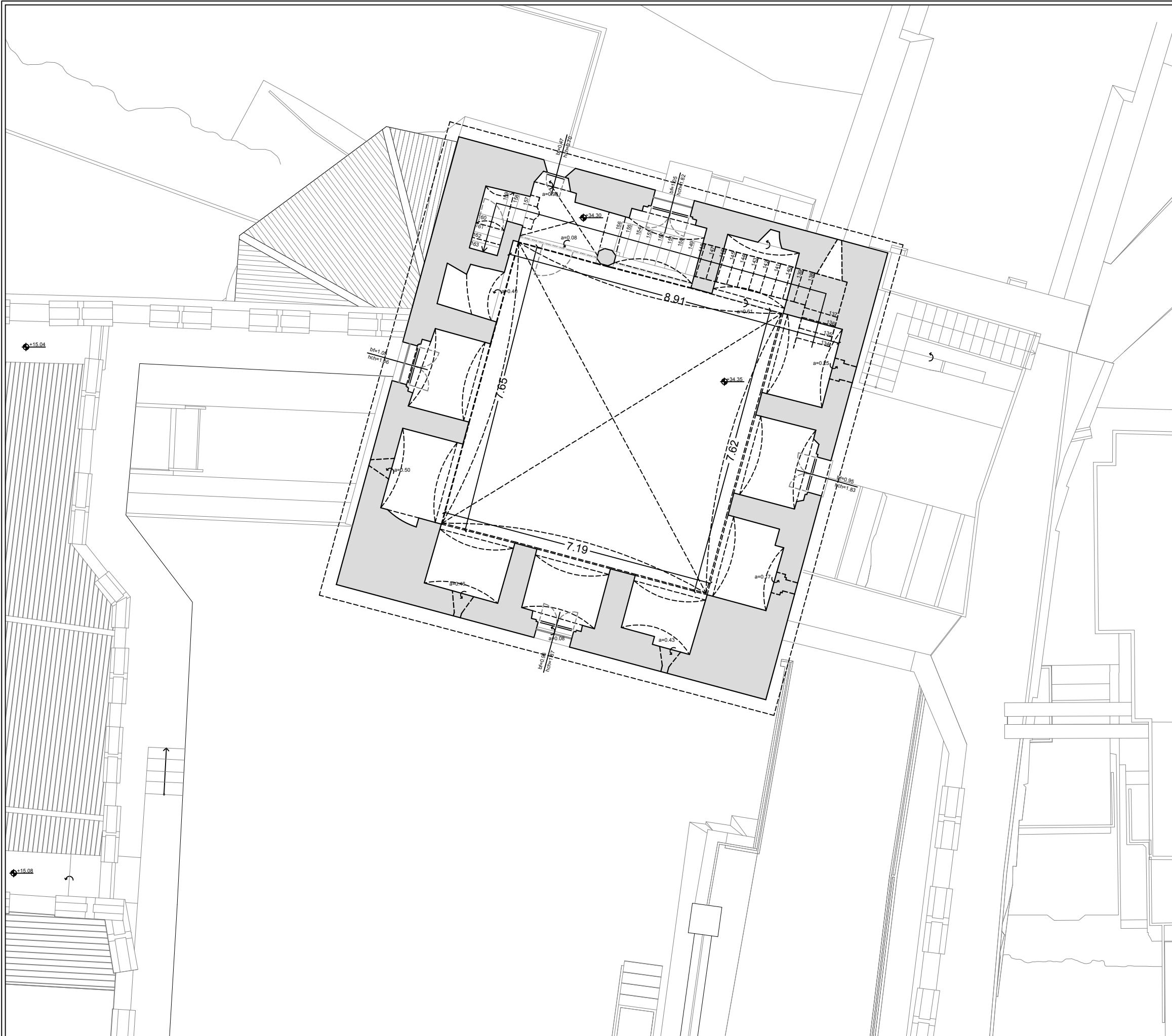
Pianta piano quarto (Mastio)
Copertura Reggia

Scala 1:100

TAV.

3.24





Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

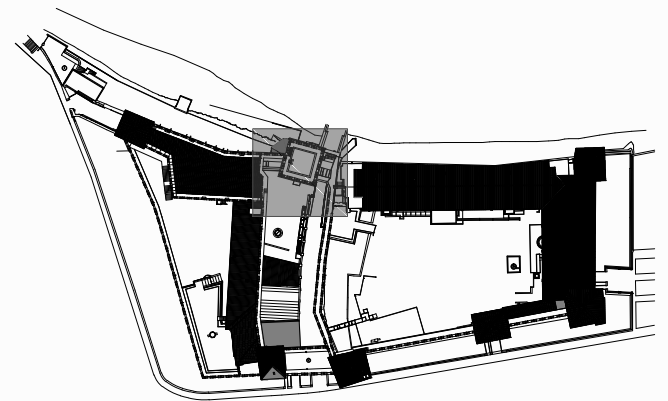
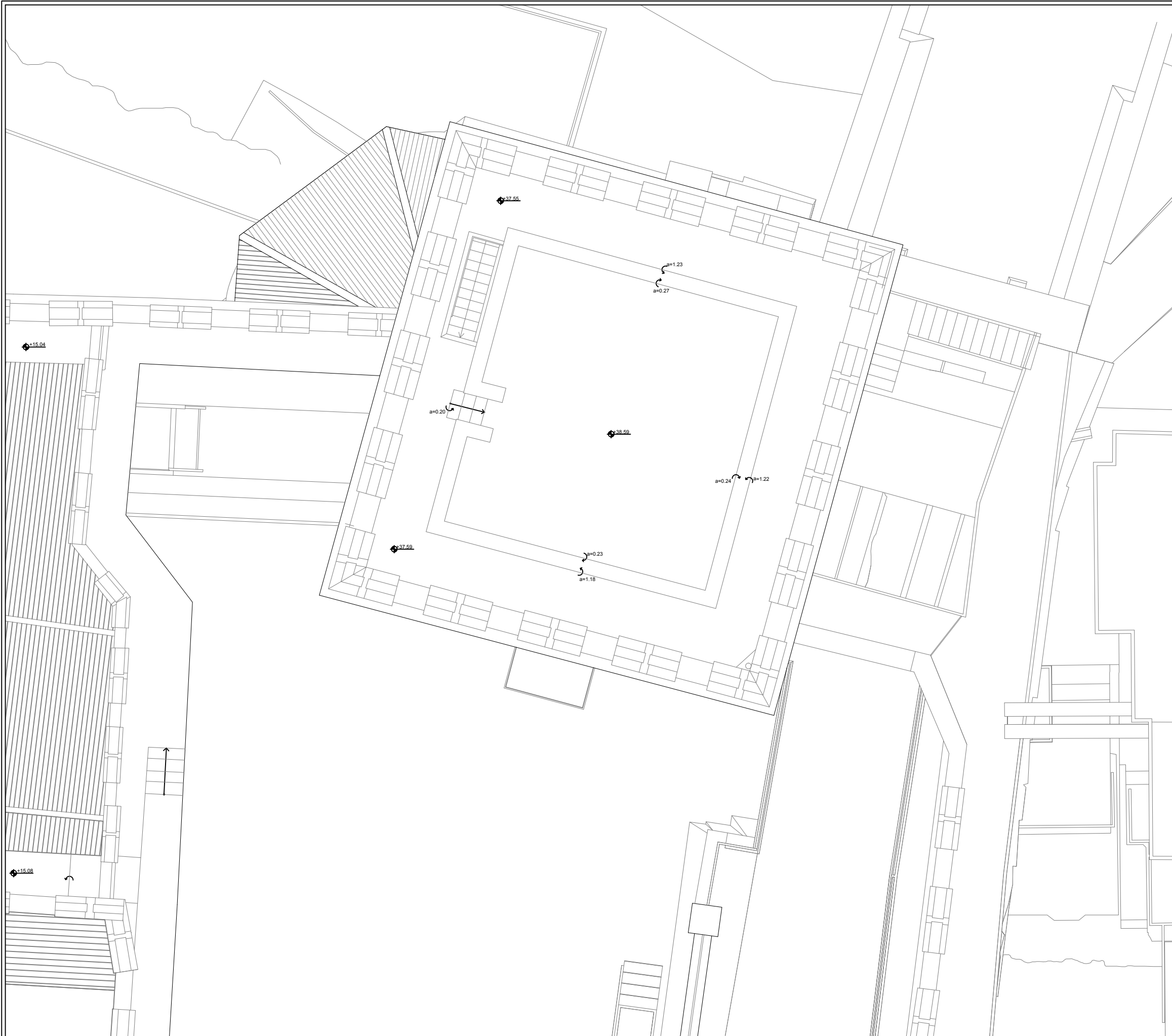
RILIEVO ARCHITETTONICO

Pianta piano sesto (Mastio)

Scala 1:100

TAV.

3.27



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

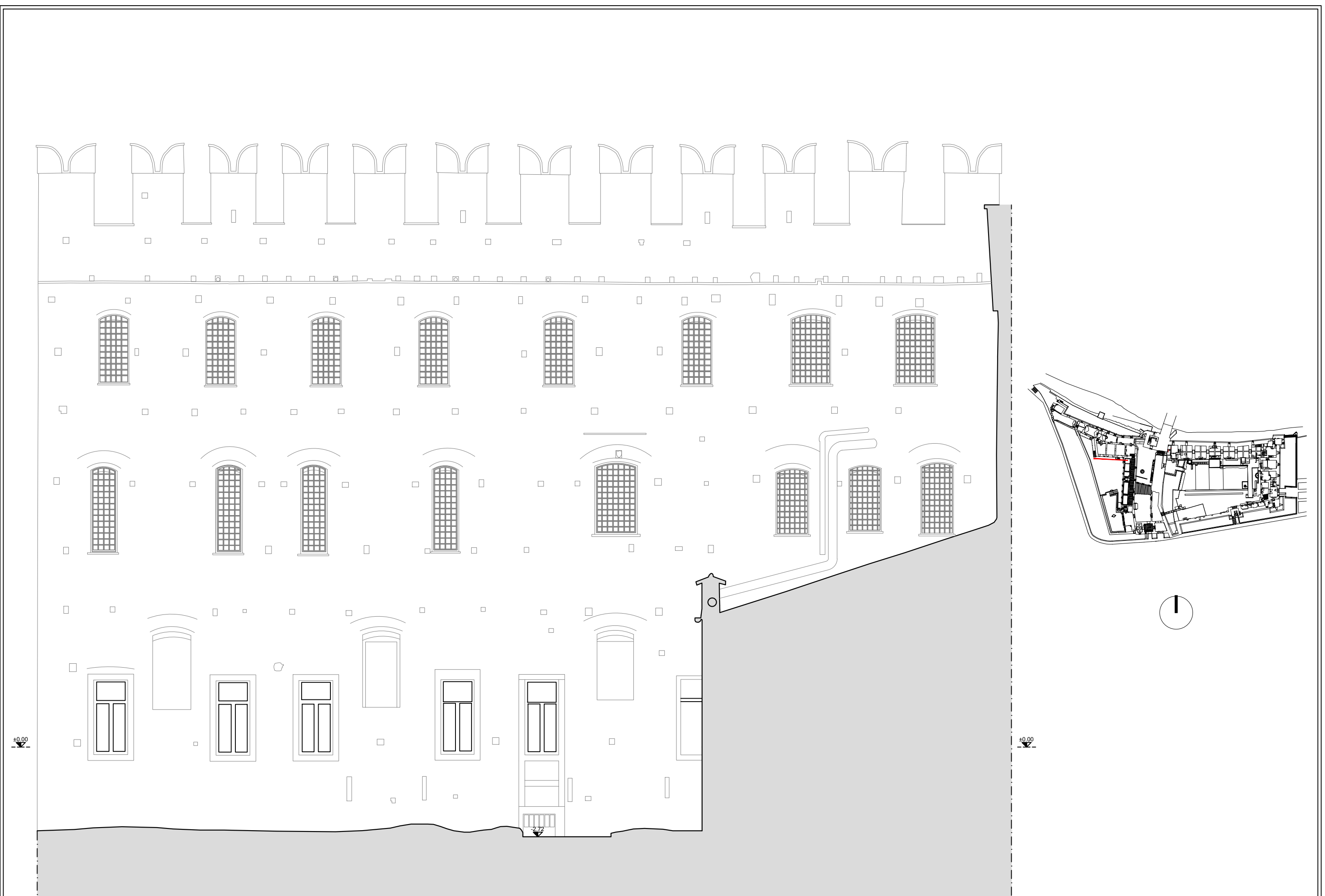
RILIEVO ARCHITETTONICO

Copertura Mastio

Scala 1:100

TAV.

3.28



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

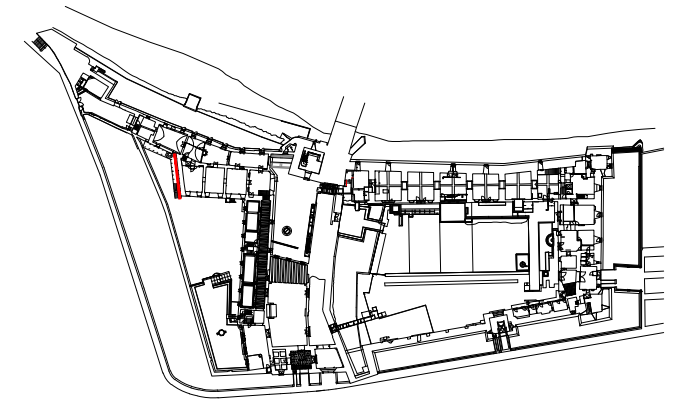
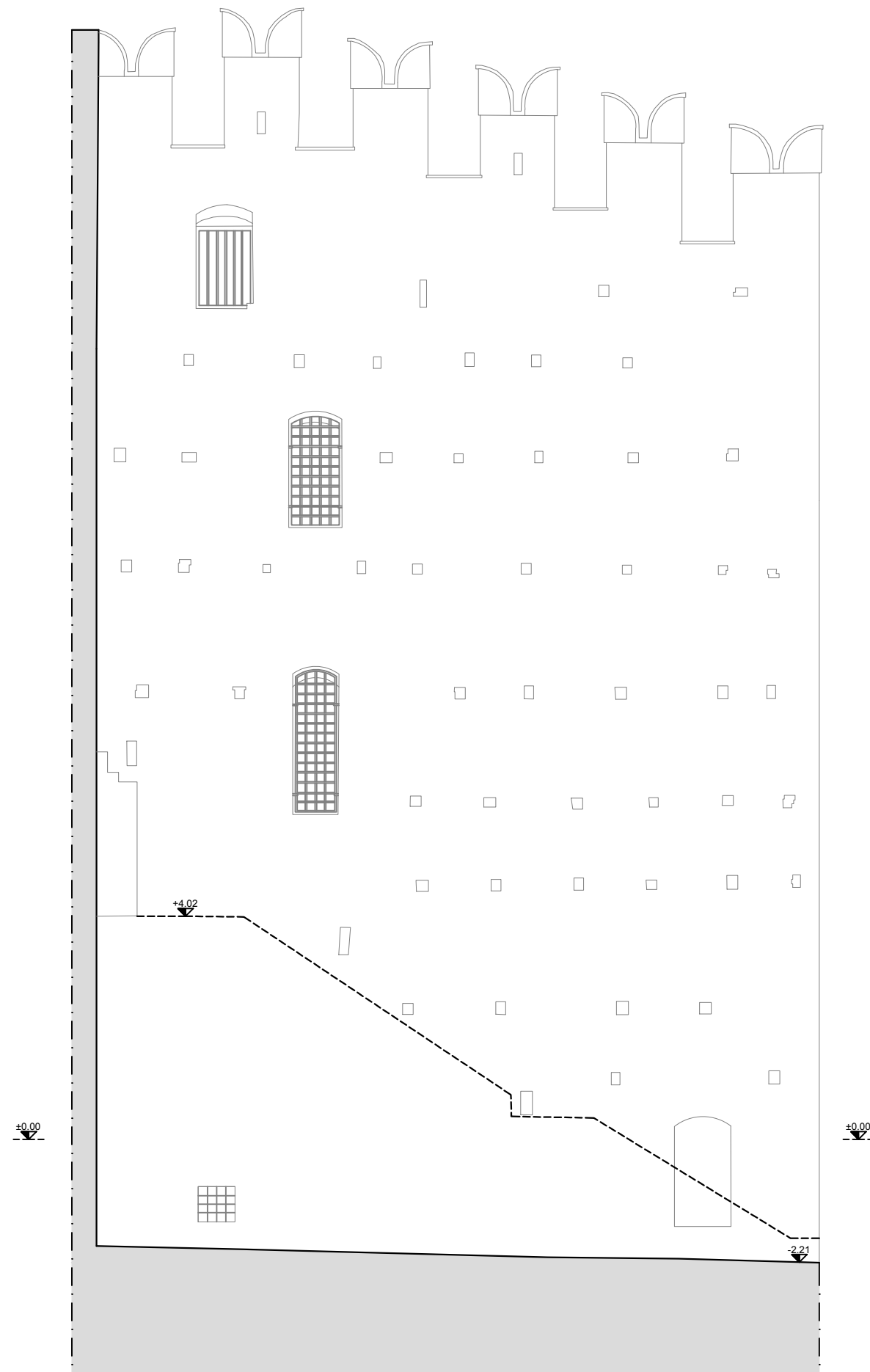
RILIEVO ARCHITETTONICO

Prospetto Sud Reggia

Scala 1:100

TAV.

3.29



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

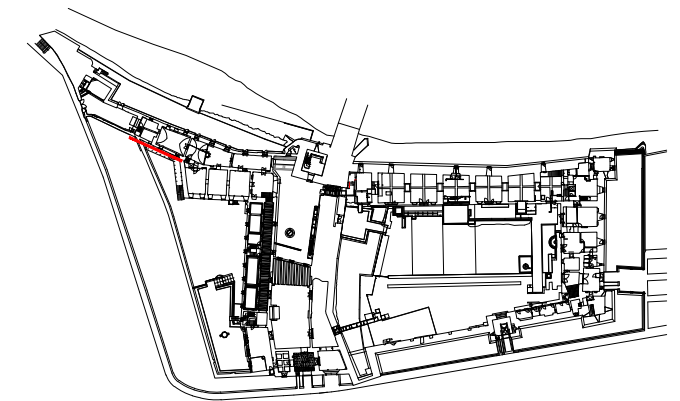
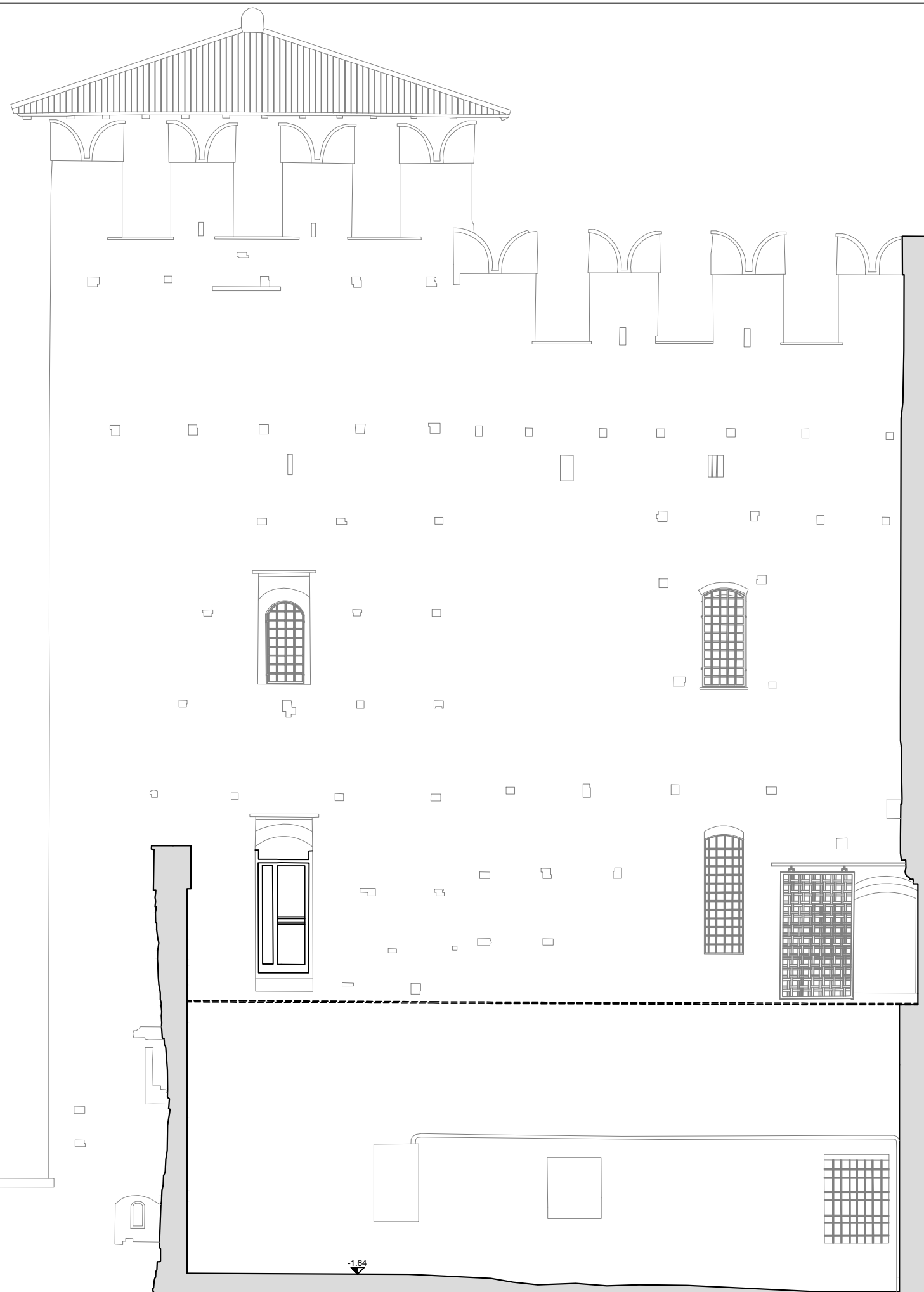
RILIEVO ARCHITETTONICO

Prospetto Sud - Ovest Reggia

Scala 1:100

TAV.

3.30



±0.00

-1.64



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelveccchio, Verona

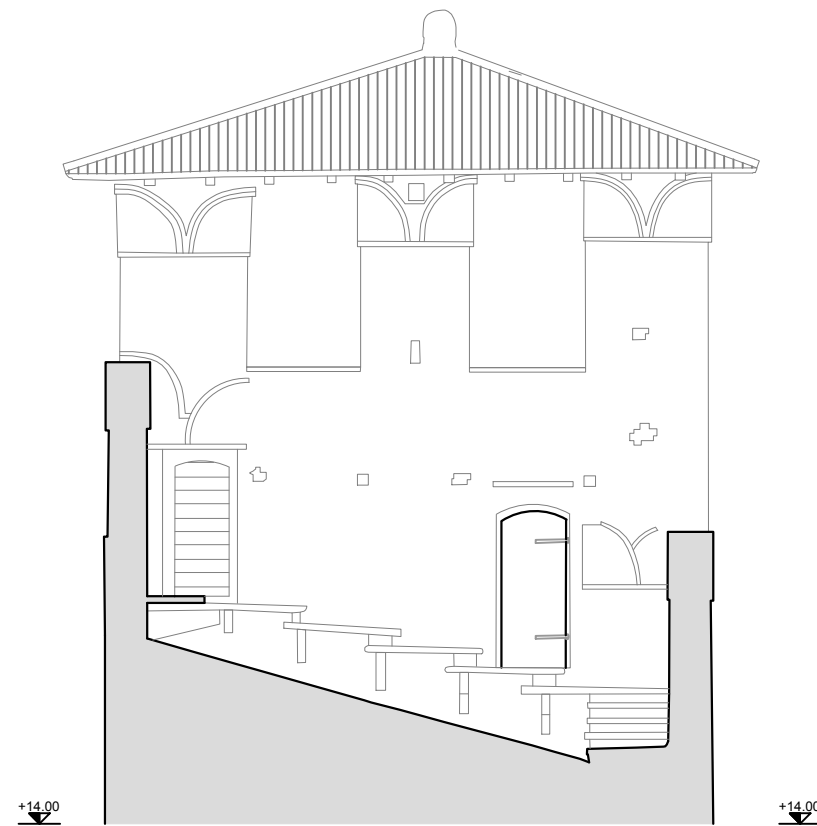
RILIEVO ARCHITETTONICO

Prospetto Sud - Ovest Reggia

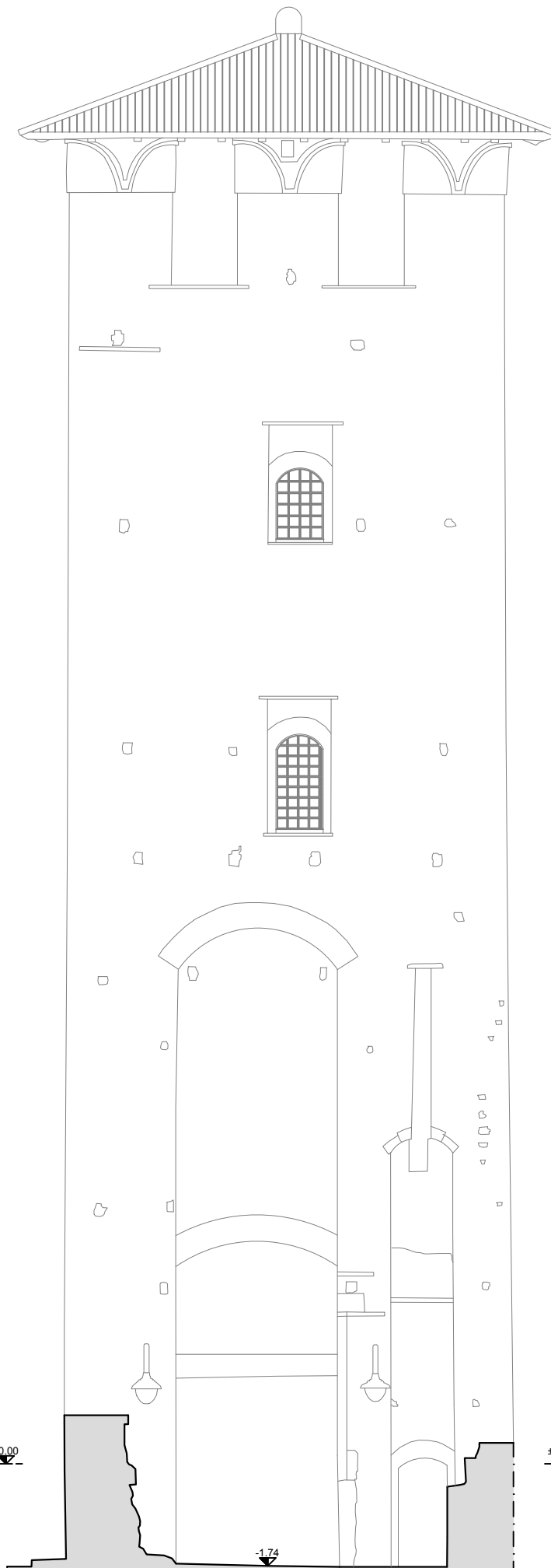
Scala 1:100

TAV.

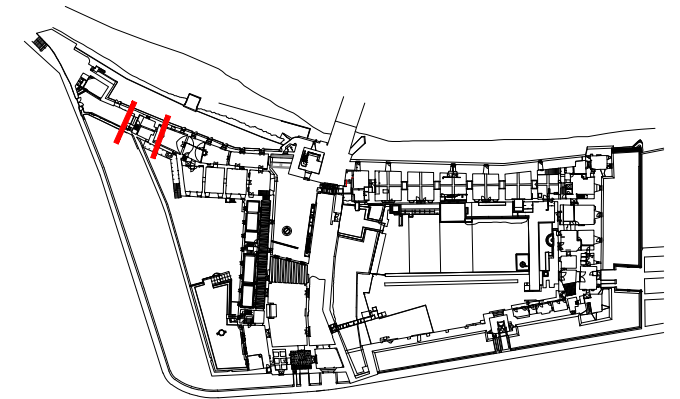
3.31



Prospetto Est



Prospetto Ovest



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

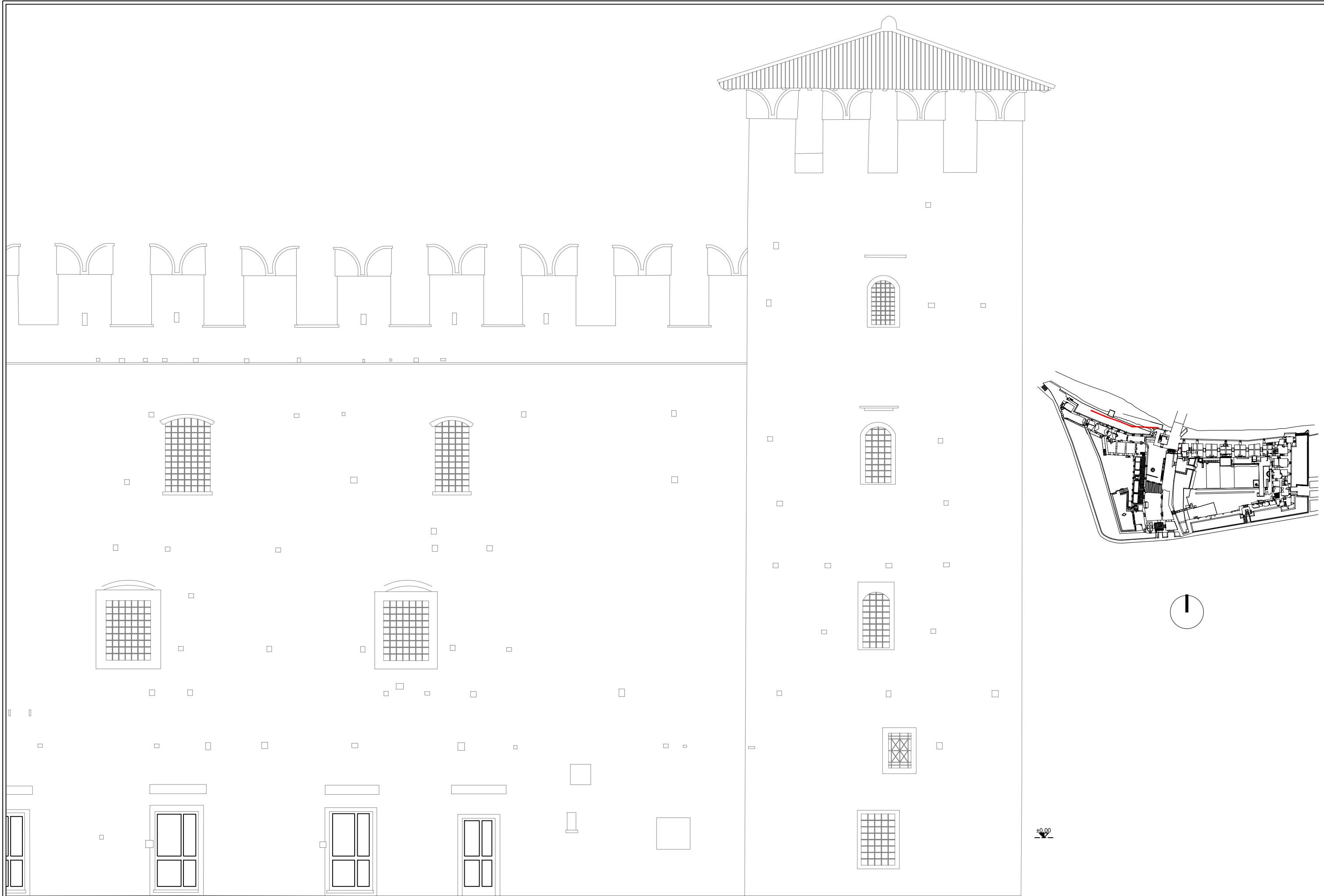
RILIEVO ARCHITETTONICO

Prospetti Ovest ed Est
Torre Nord - Ovest

Scala 1:100

TAV.

3.32



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

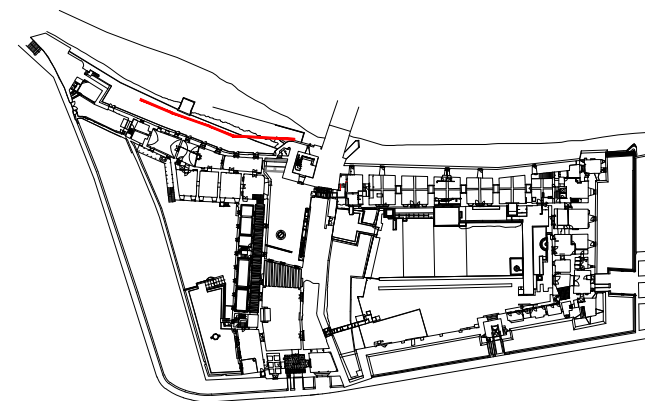
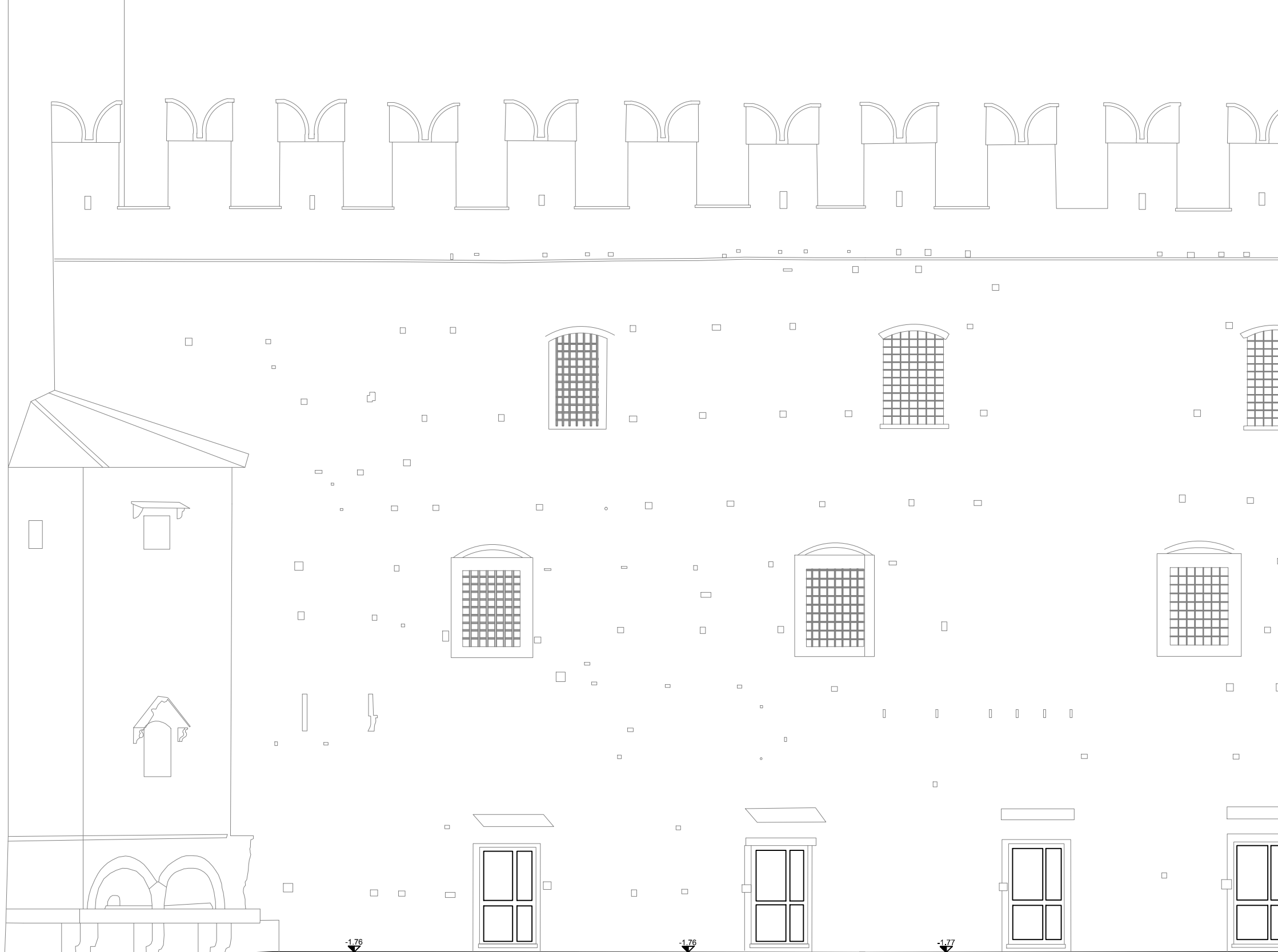
RILIEVO ARCHITETTONICO

Prospetto Nord Reggia

Scala 1:100

TAV.

3.33



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO ARCHITETTONICO

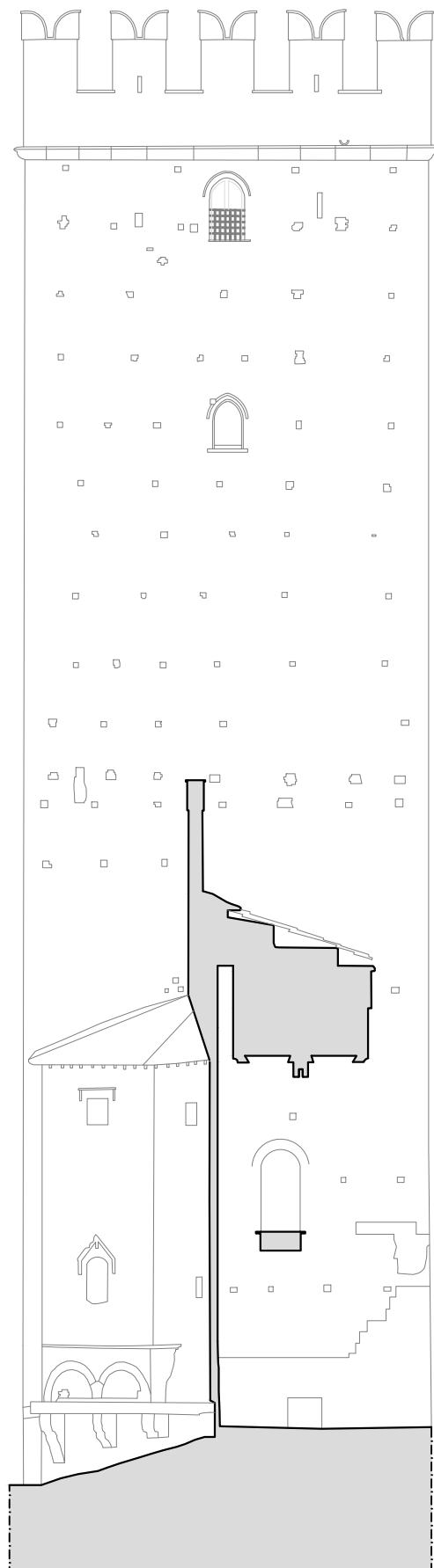
Prospetto Nord Reggia

Scala 1:100

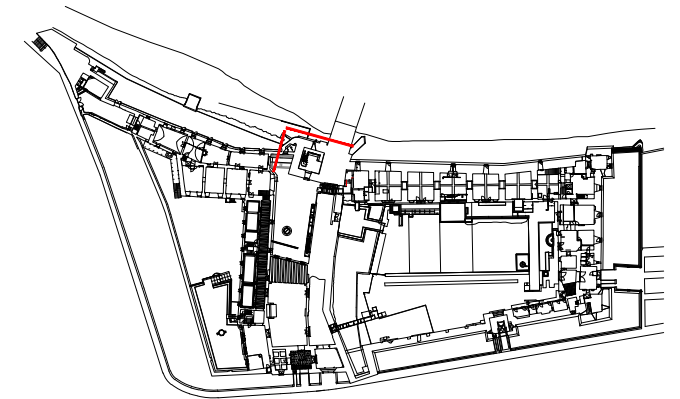
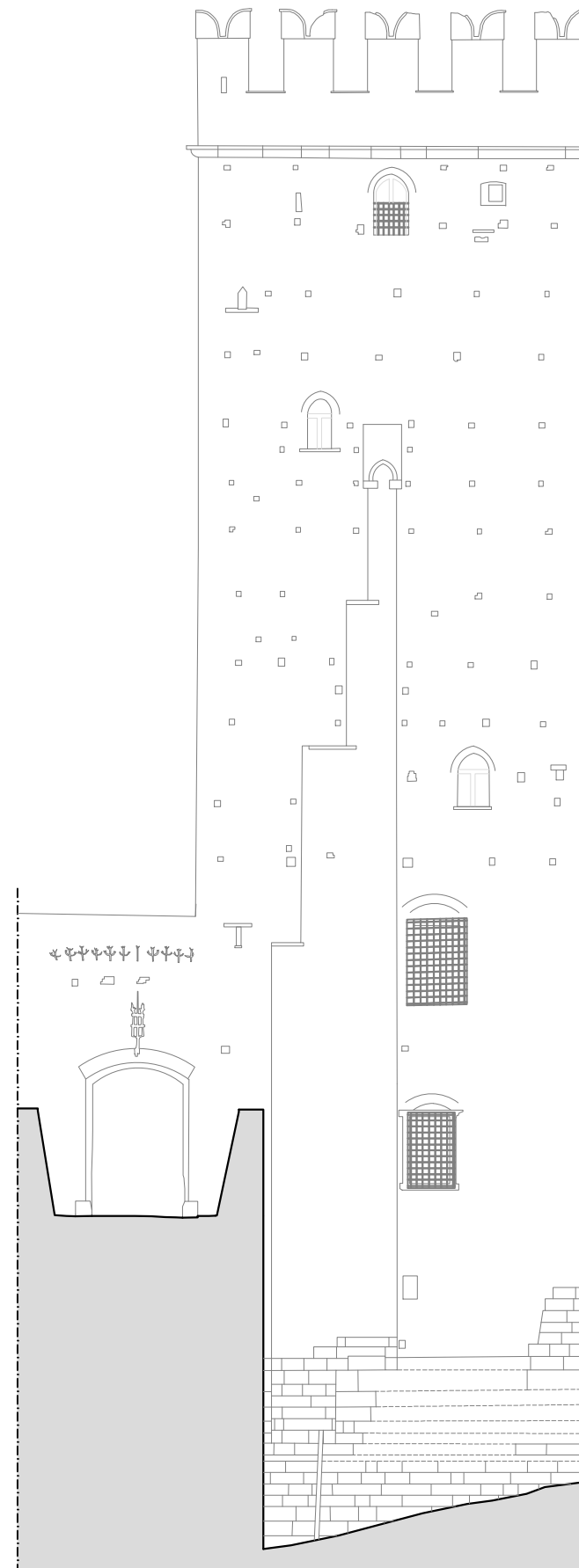
TAV.

3.34

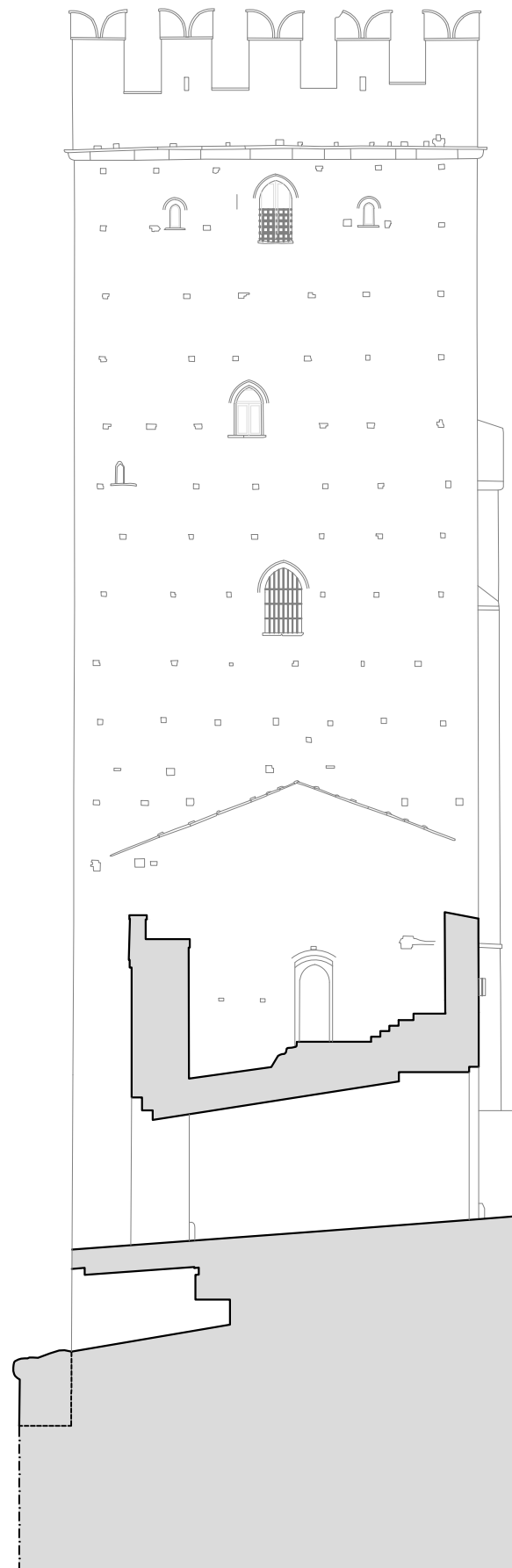
Prospetto Ovest



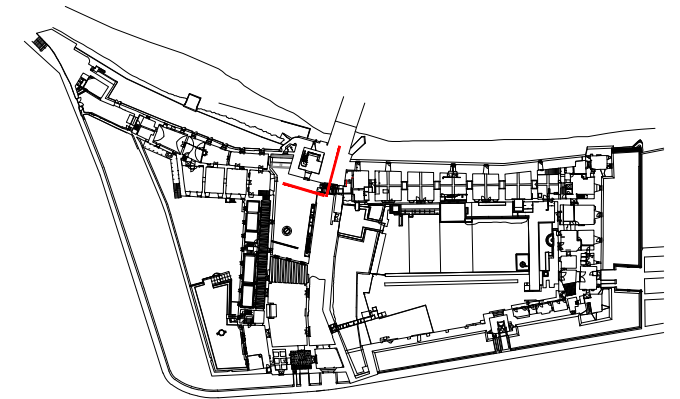
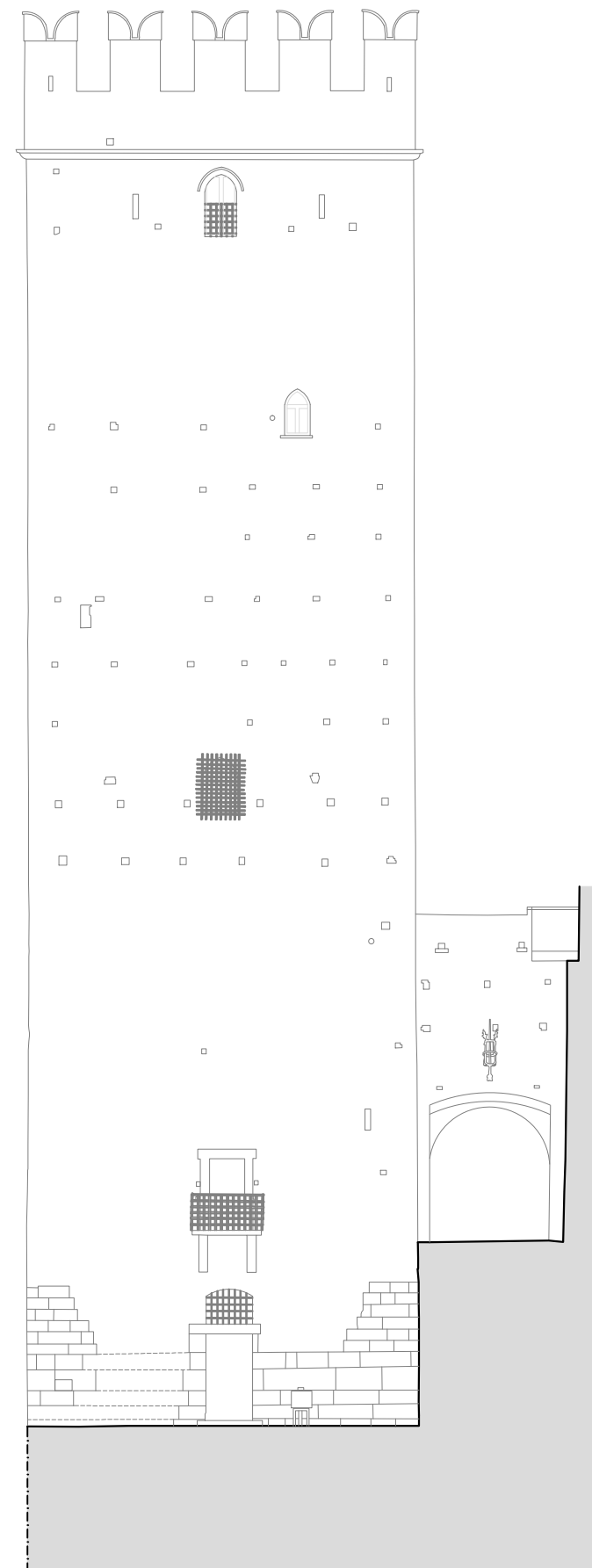
Prospetto Nord

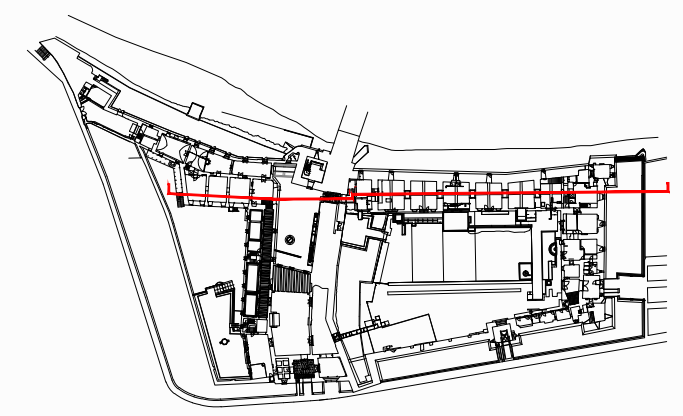
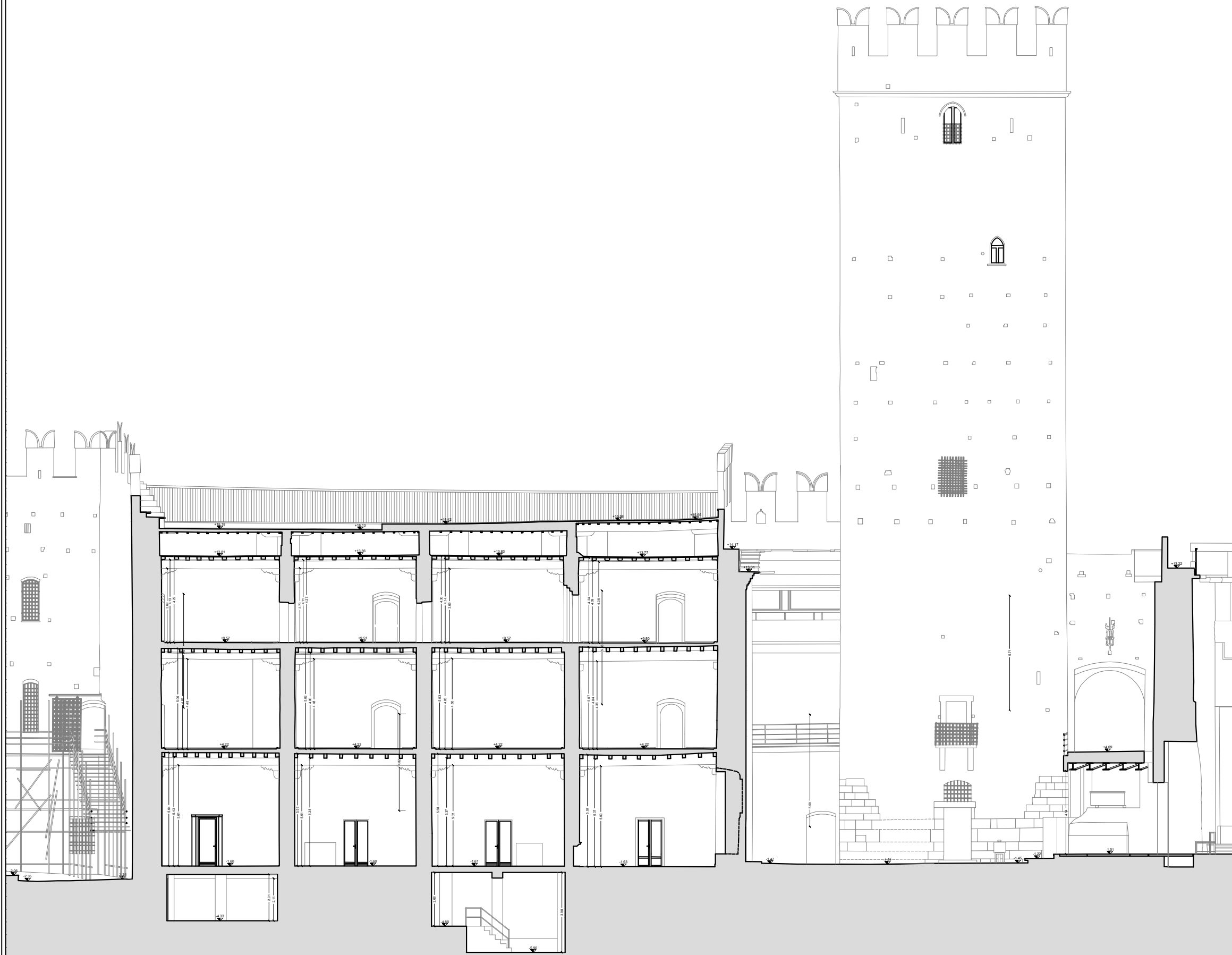


Prospetto Est



Prospetto Sud





Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

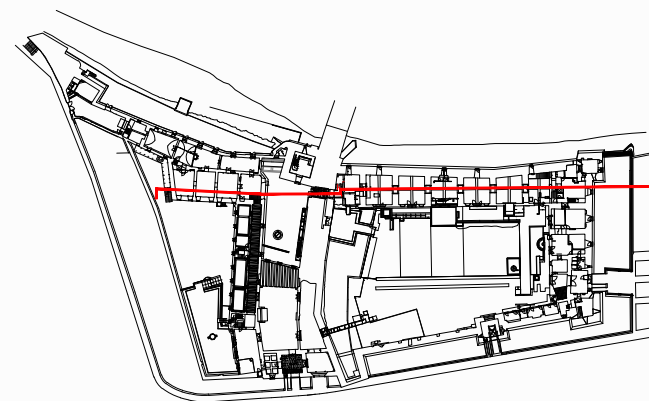
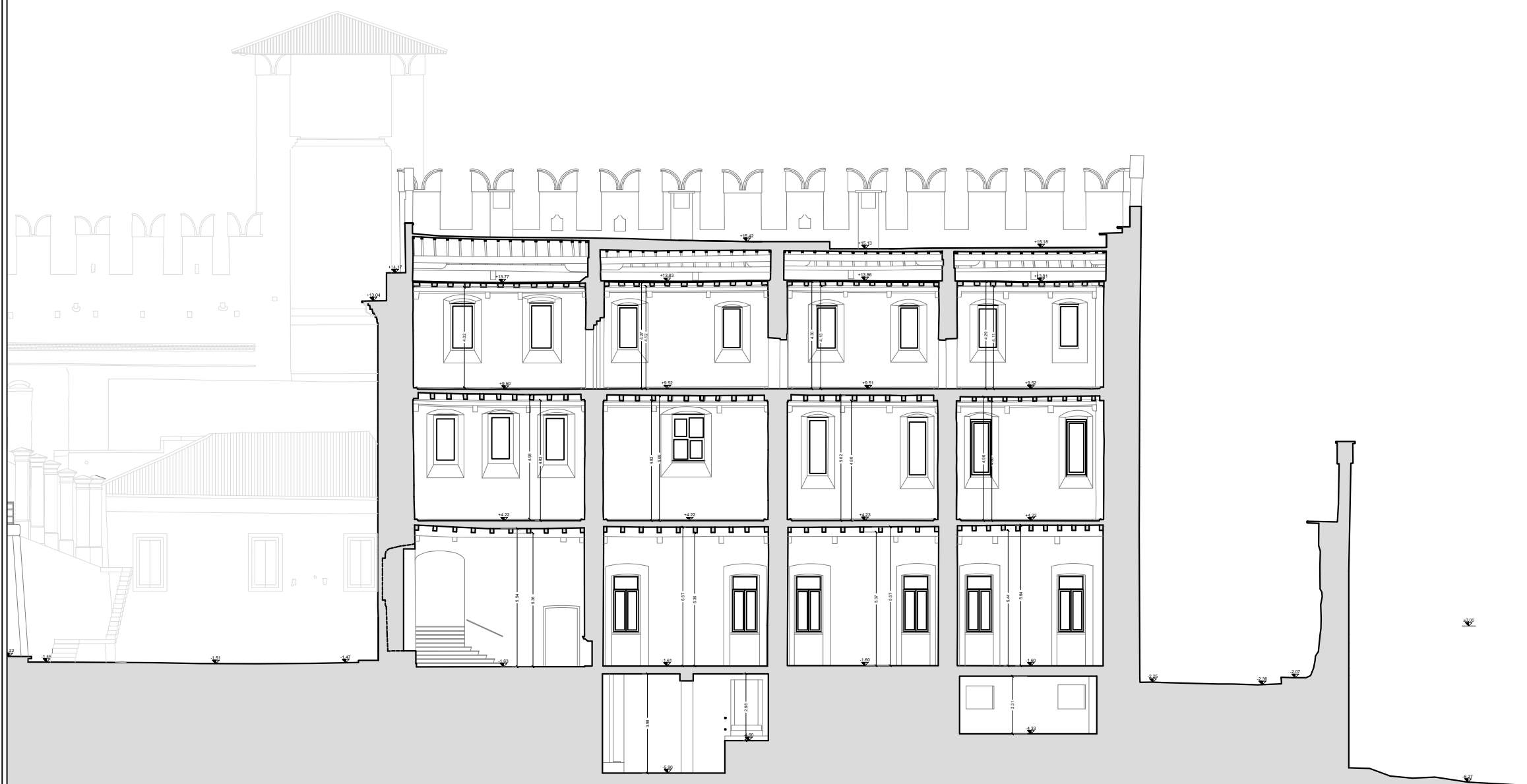
RILIEVO ARCHITETTONICO

Sezione AA

Scala 1:200

TAV.

3.37



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

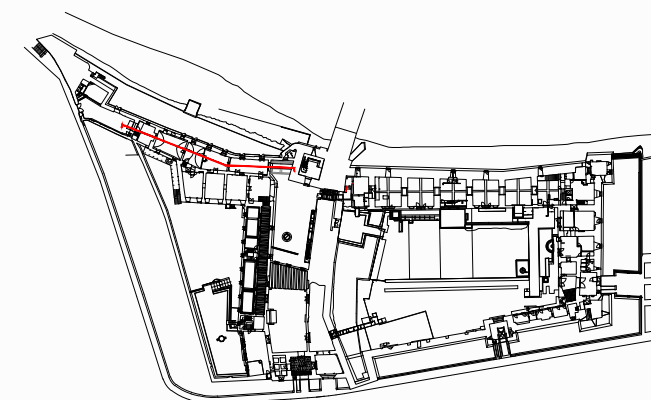
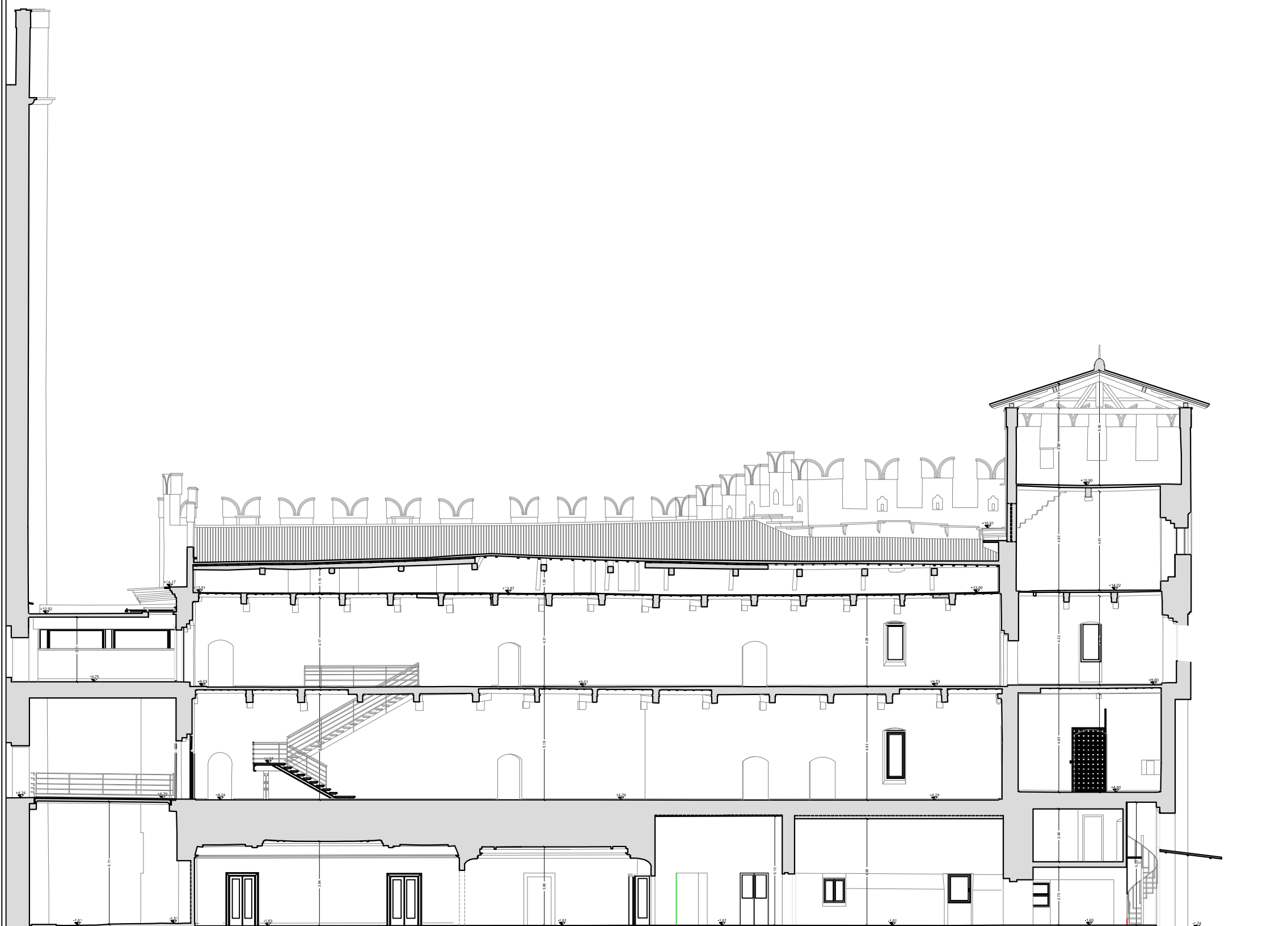
RILIEVO ARCHITETTONICO

Sezione BB

Scala 1:200

TAV.

3.38



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

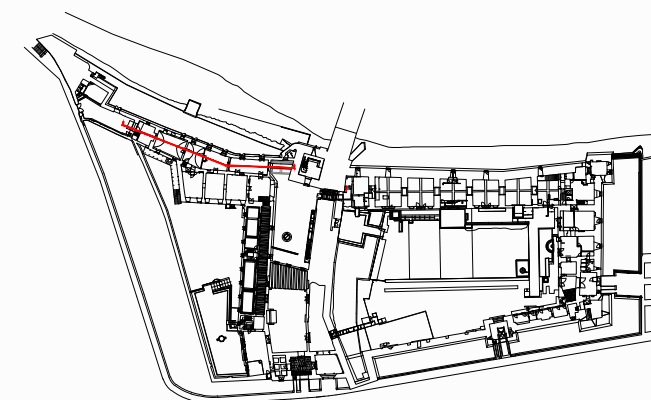
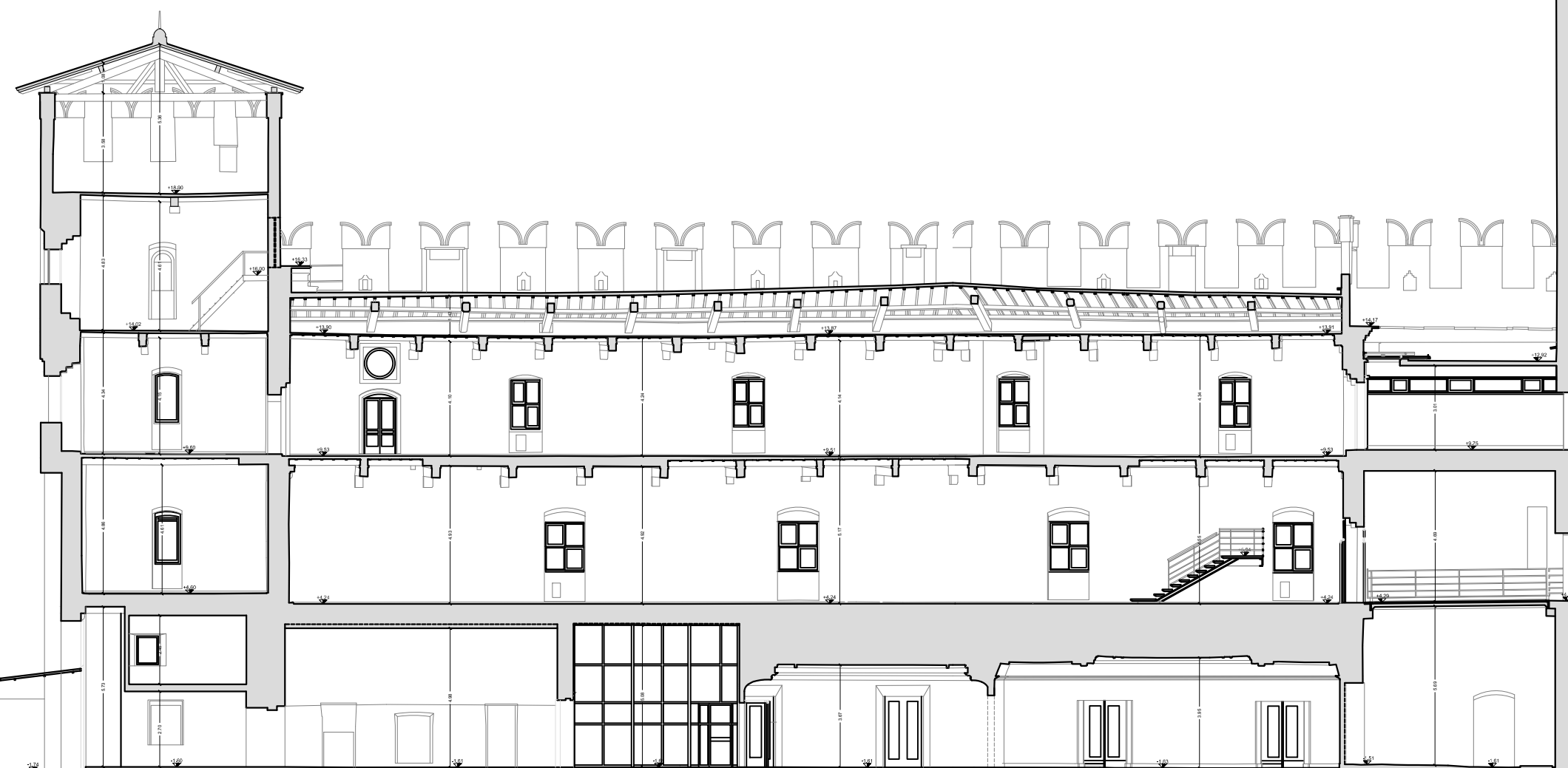
RILIEVO ARCHITETTONICO

Sezione CC

Scala 1:200

TAV.

3.39



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO ARCHITETTONICO

Sezione DD

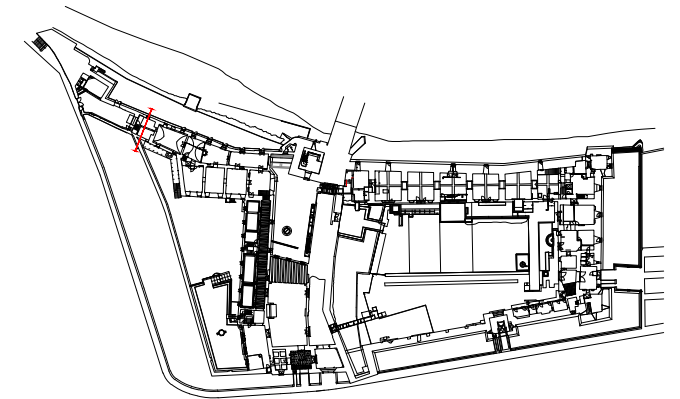
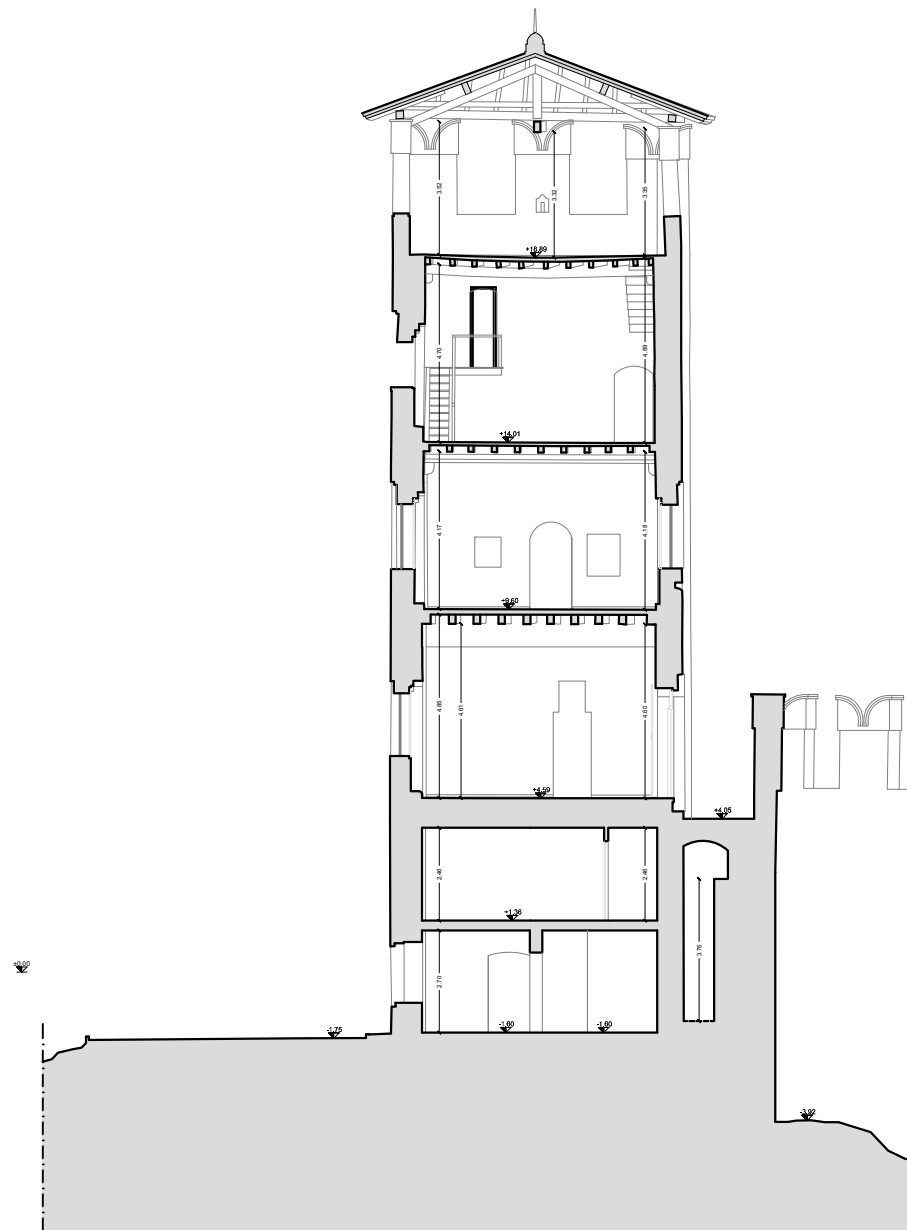
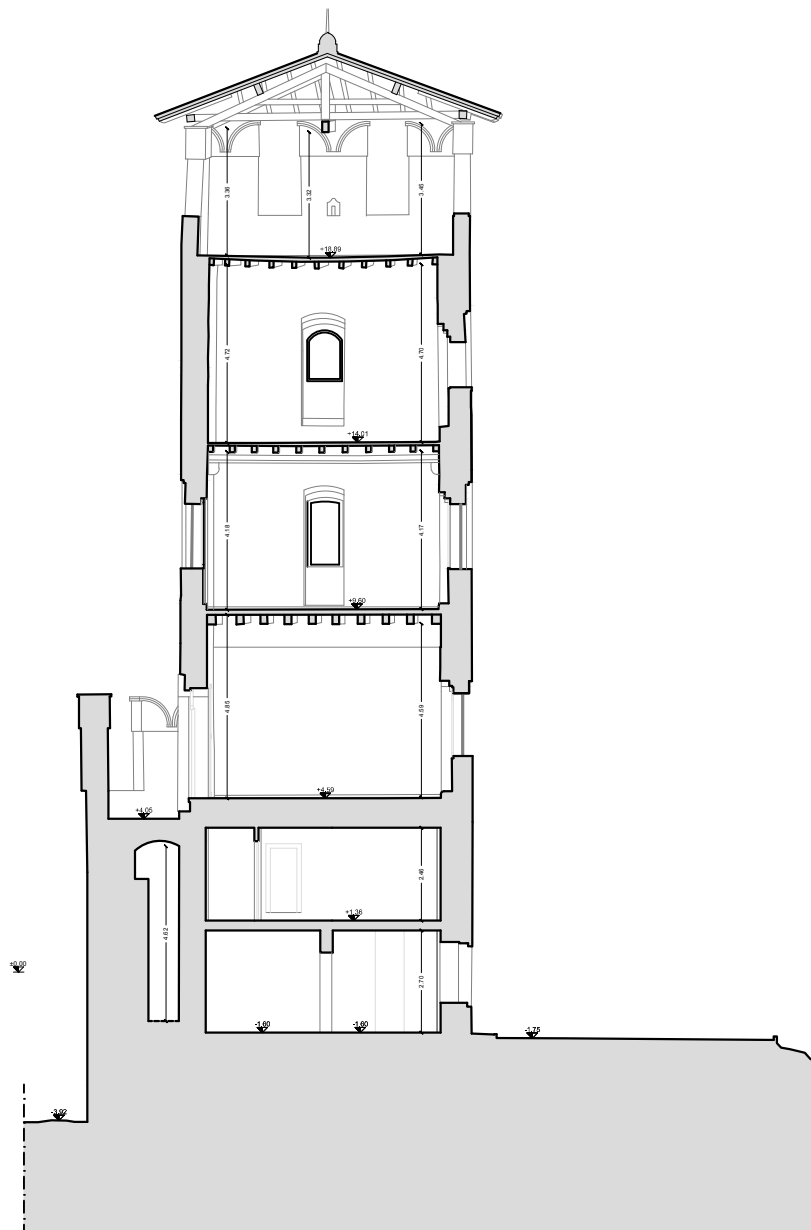
Scala 1:200

TAV.

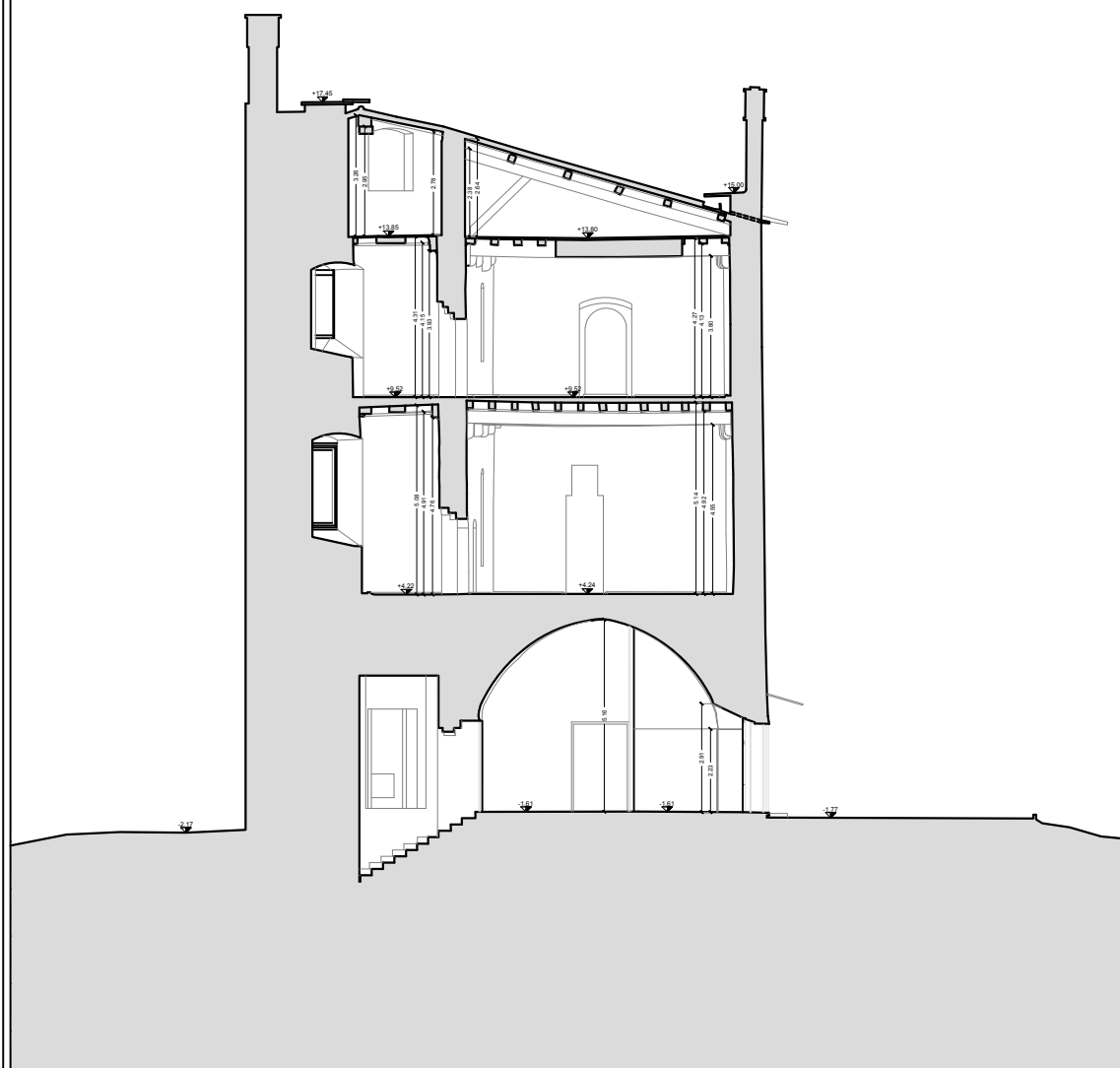
3.40

Sezione EE

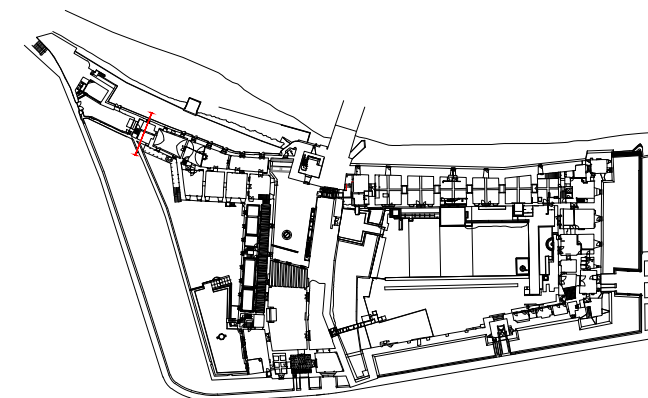
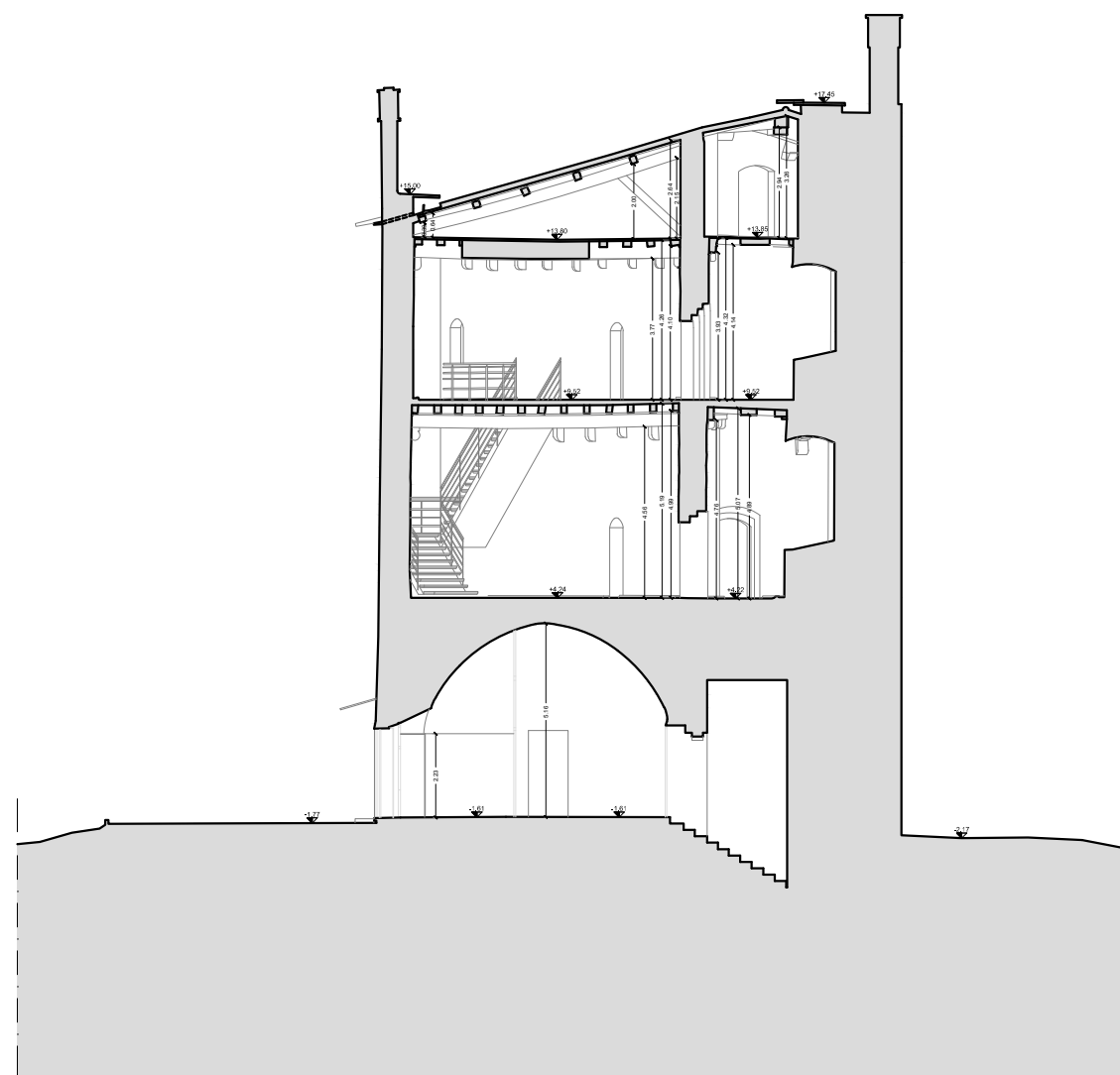
Sezione FF

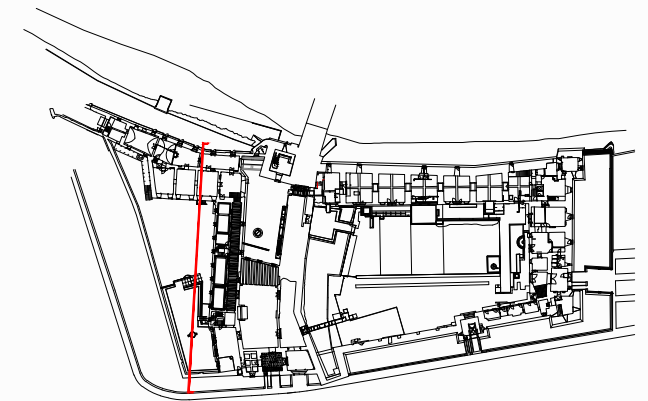


Sezione GG



Sezione HH





Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

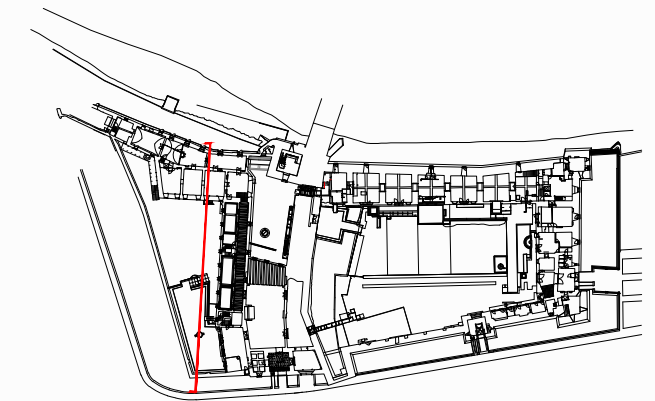
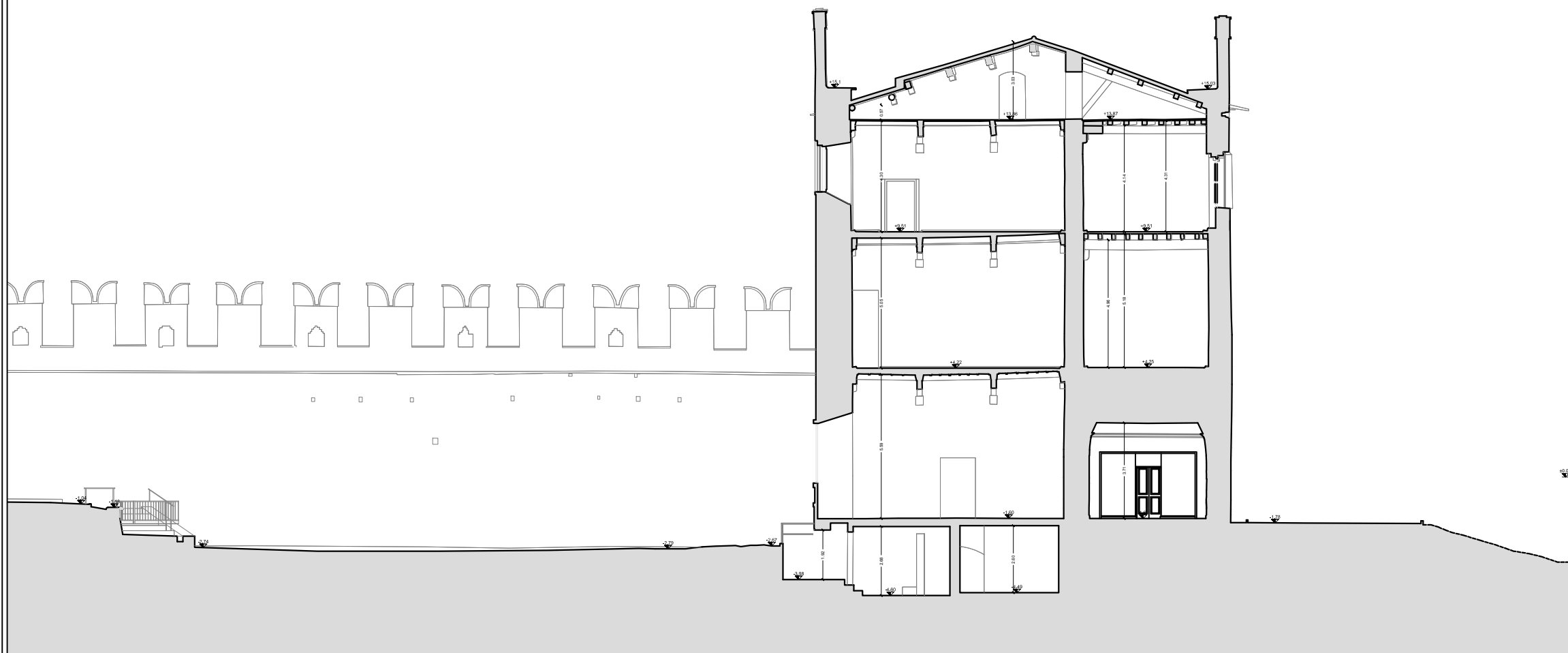
RILIEVO ARCHITETTONICO

Sezione II

Scala 1:200

TAV.

3.43



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

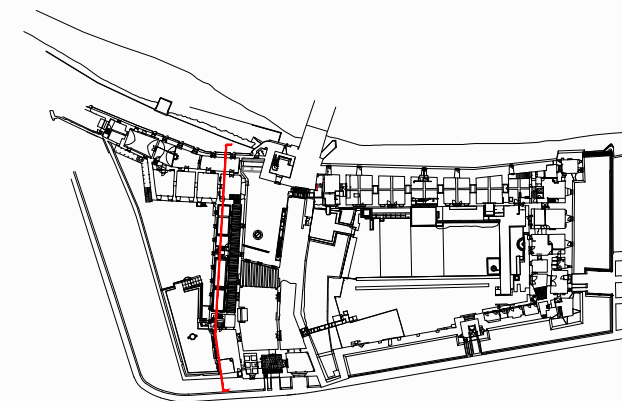
RILIEVO ARCHITETTONICO

Sezione LL

Scala 1:200

TAV.

3.44



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

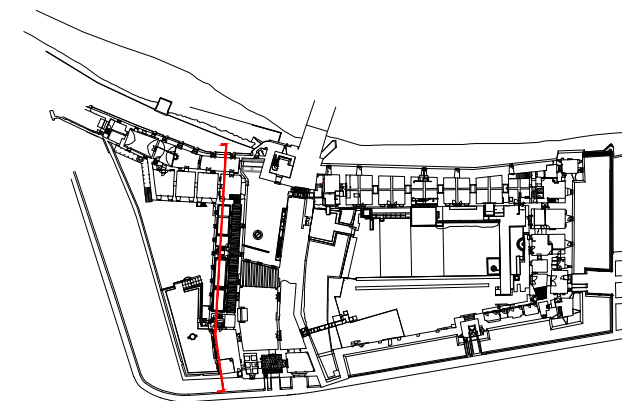
RILIEVO ARCHITETTONICO

Sezione MM

Scala 1:200

TAV.

3.45



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO ARCHITETTONICO

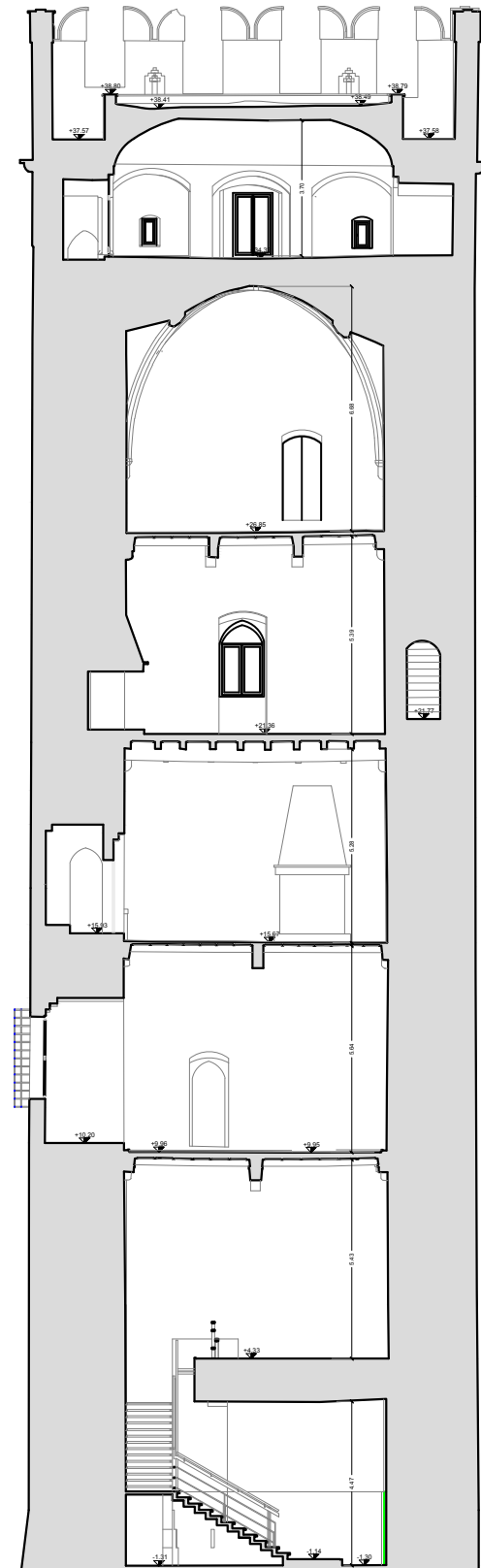
Sezione NN

Scala 1:200

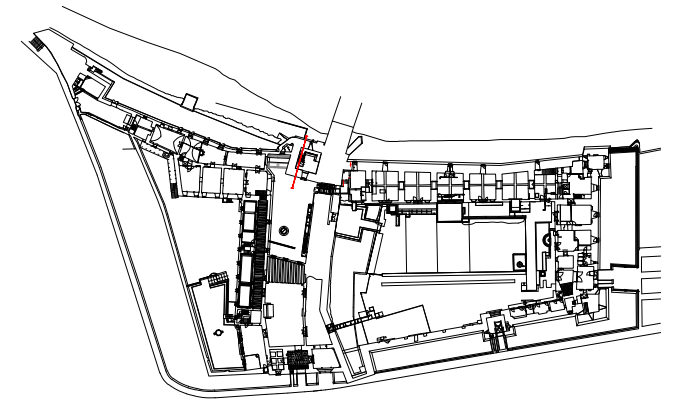
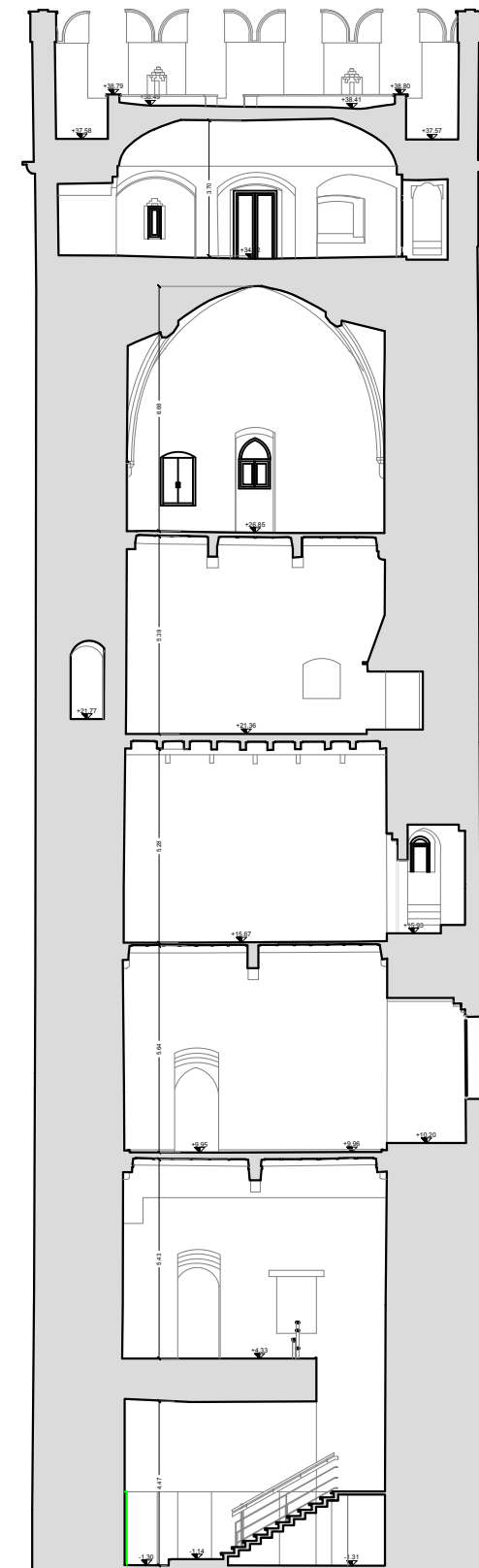
TAV.

3.46

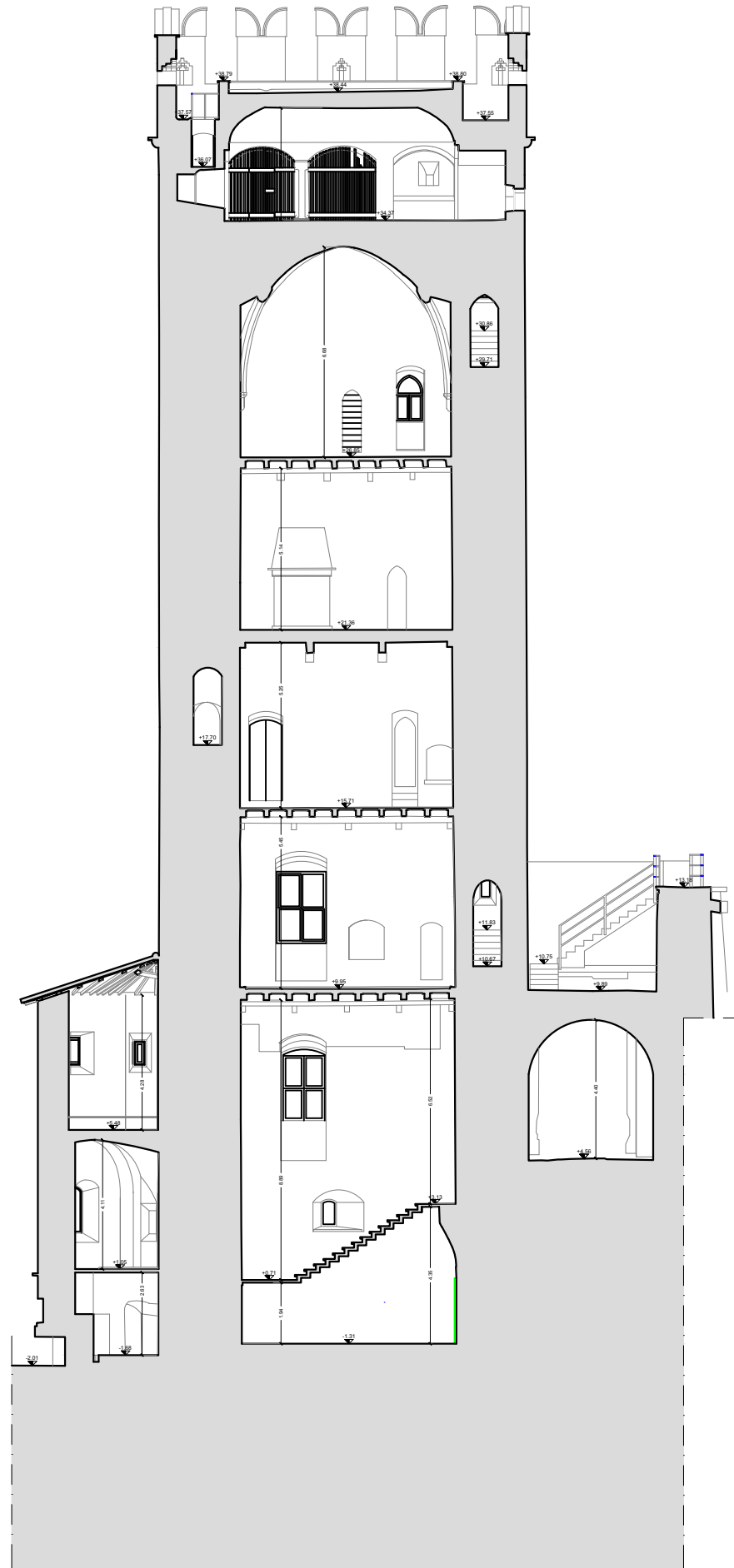
Sezione OO



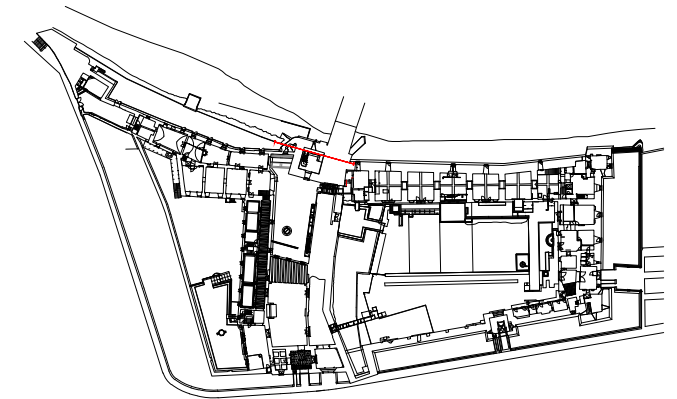
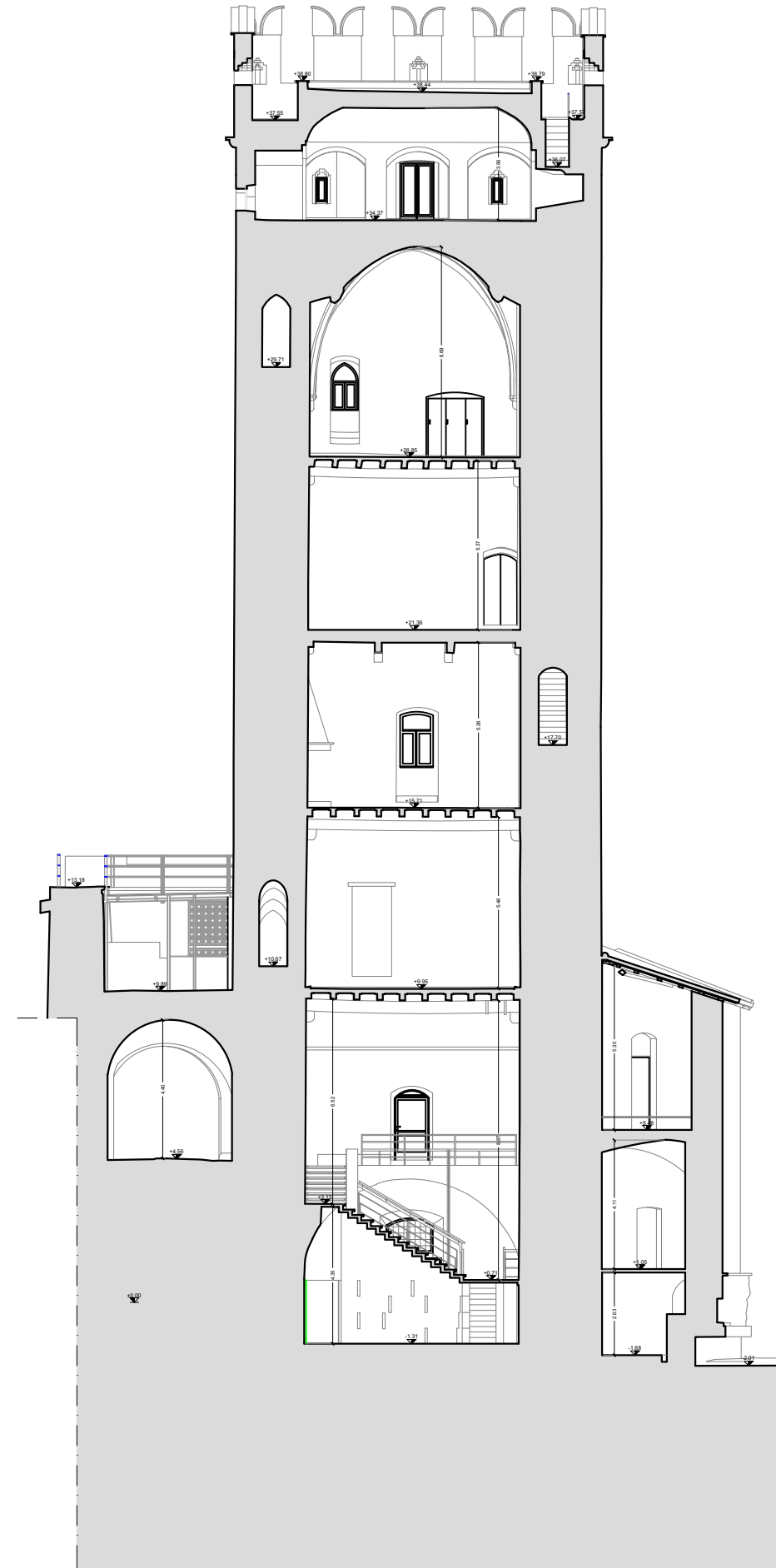
Sezione PP



Sezione QQ



Sezione RR



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvechio, Verona

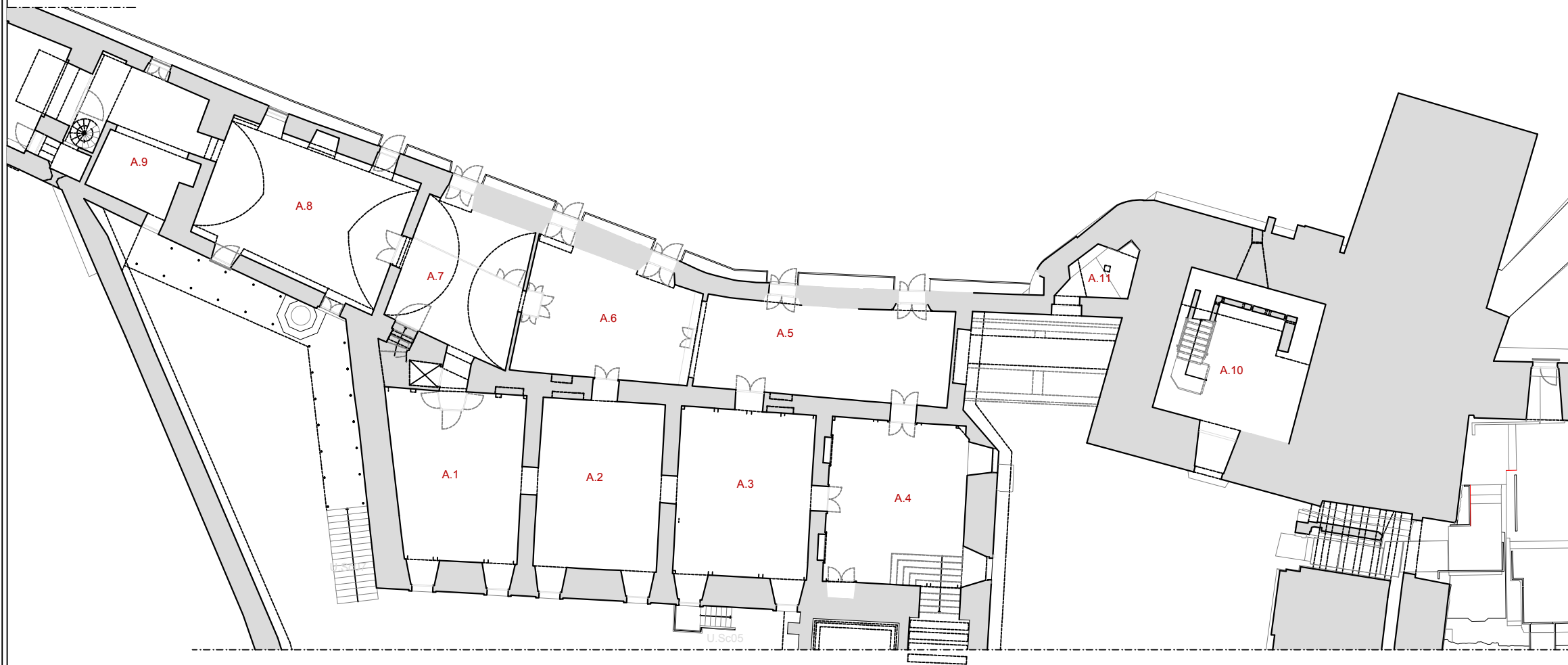
RILIEVO ARCHITETTONICO

Sezione QQ e sezione RR
(Torre del Mastio)

Scala 1:200

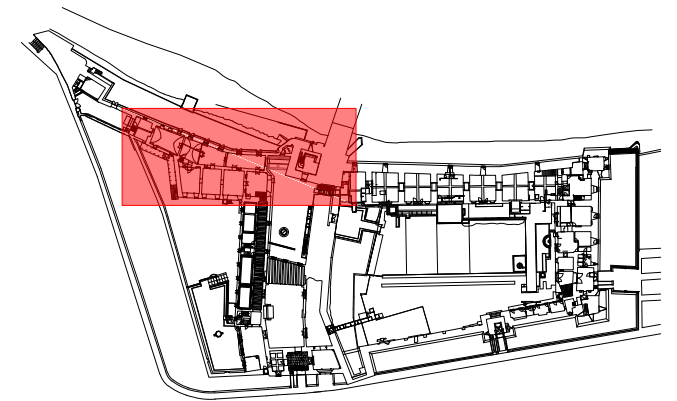
TAV.

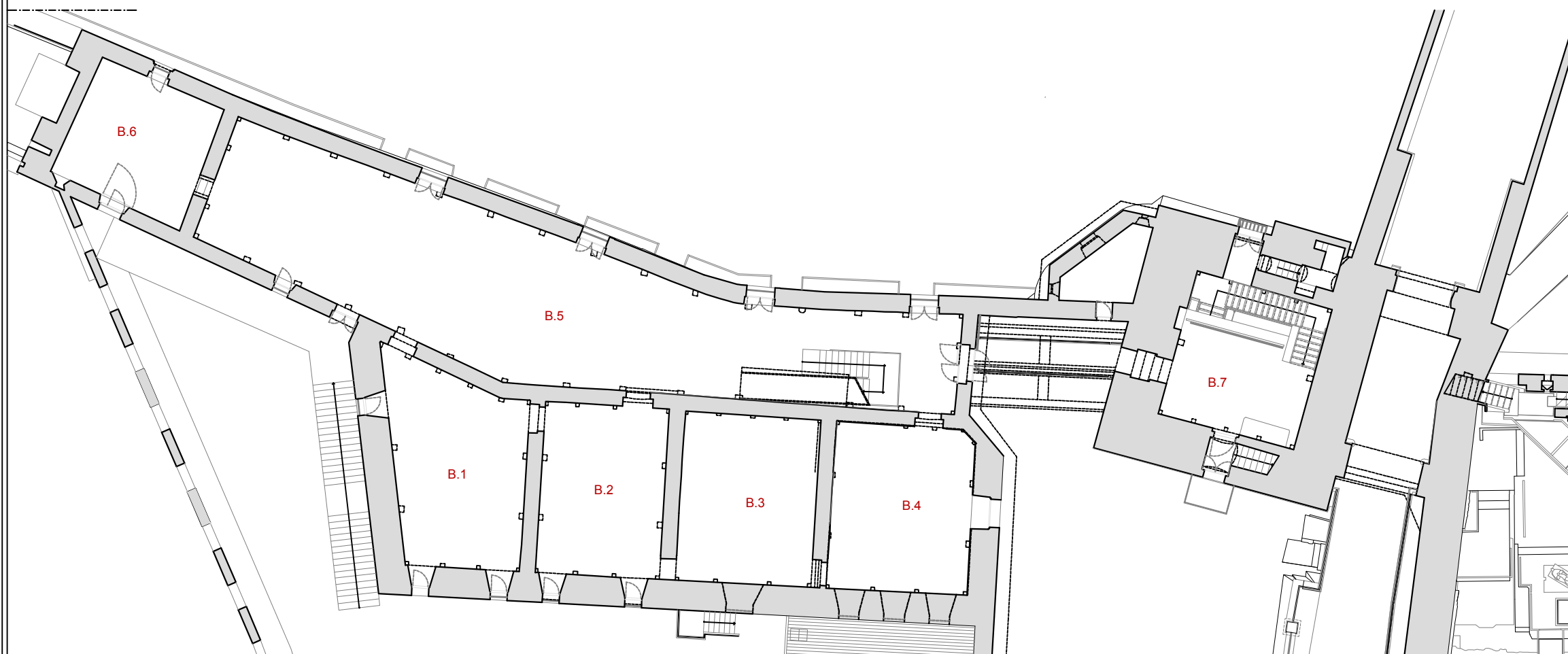
3.48



Codice vano → destinazione d'uso

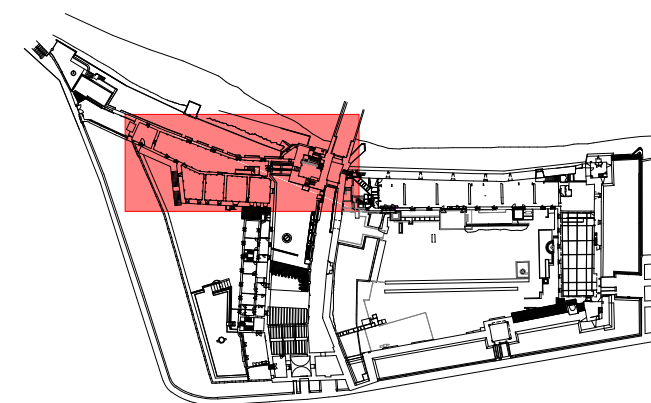
A.1	sala ristorante
A.2	sala ristorante
A.3	sala ristorante
A.4	sala ristorante
A.5	sala ristorante
A.6	sala ristorante
A.7	cucina
A.8	cucina
A.9	deposito
A10	ingresso torre
A.11	vano tecnico





Codice vano → destinazione d'uso

B.1	museo
B.2	museo
B.3	museo
B.4	museo
B.5	museo
B.6	museo
B.7	museo



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

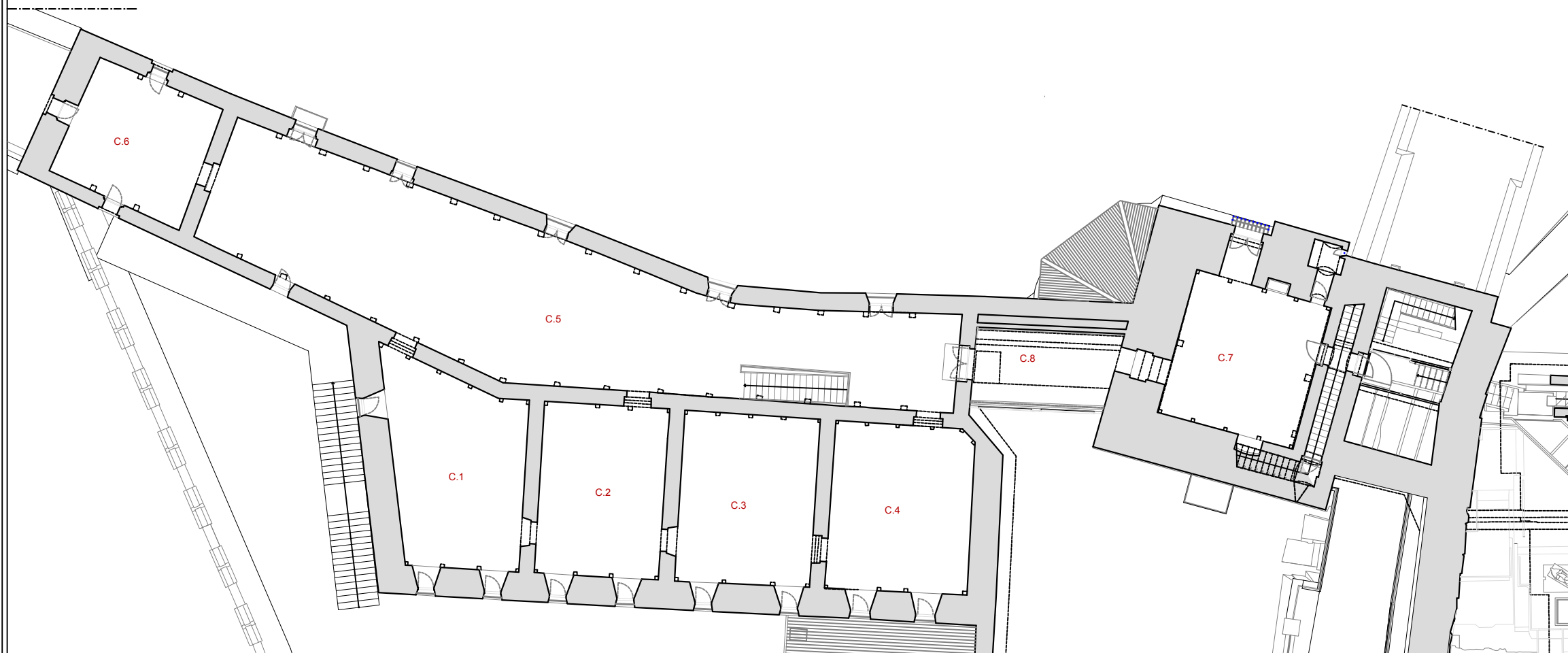
RILIEVO ARCHITETTONICO

DESTINAZIONI D'USO
Pianta piano primo

Scala 1:250

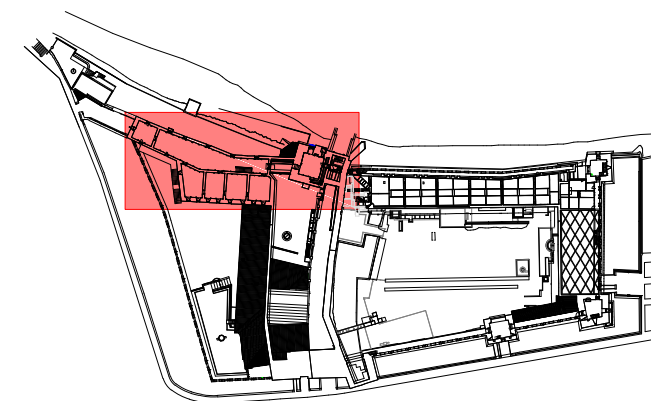
TAV.

3.50



Codice vano → destinazione d'uso

C.1	museo
C.2	museo
C.3	museo
C.4	museo
C.5	museo
C.6	museo
C.7	museo
C.8	museo



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

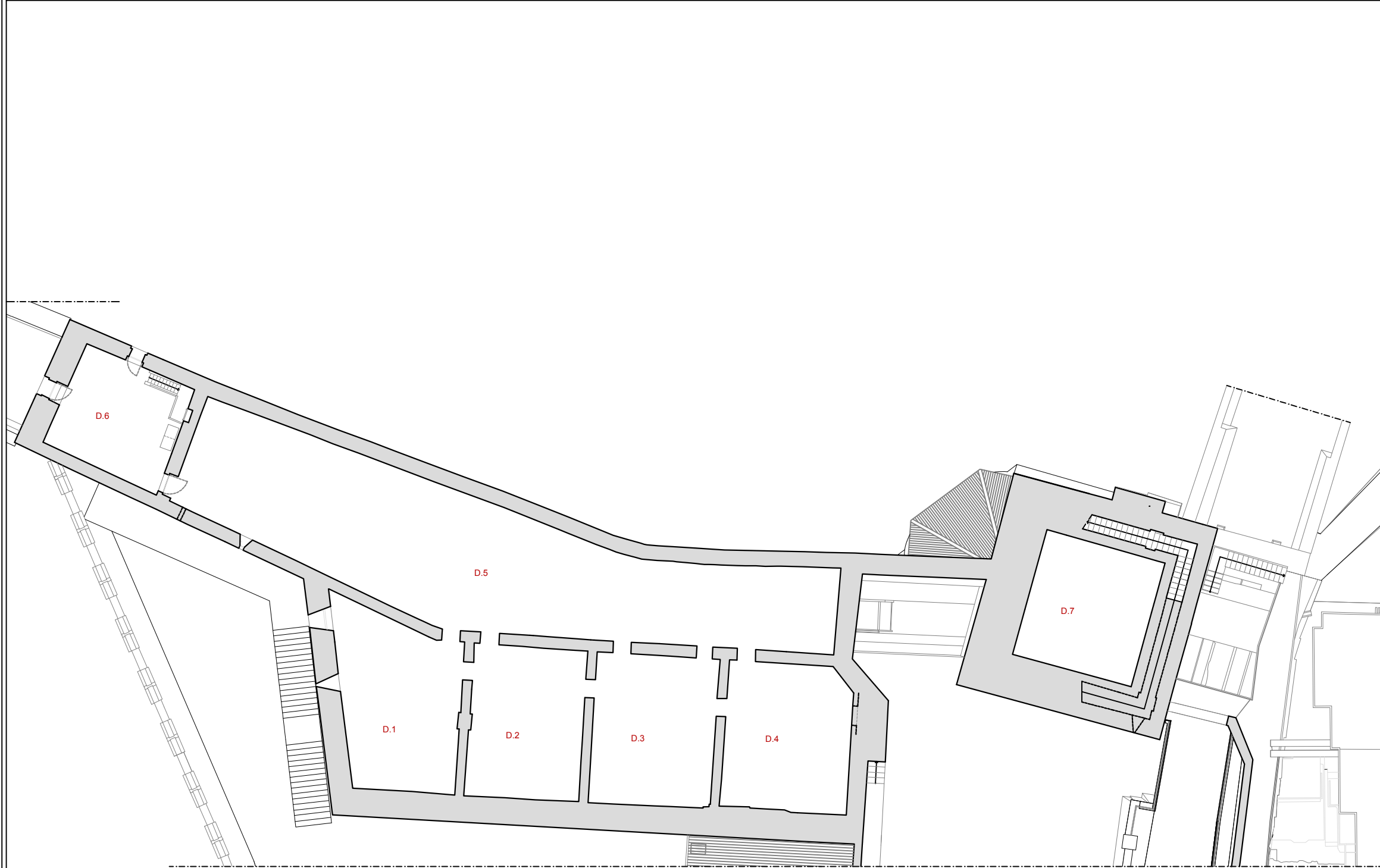
RILIEVO ARCHITETTONICO

DESTINAZIONI D'USO
Pianta piano secondo

Scala 1:250

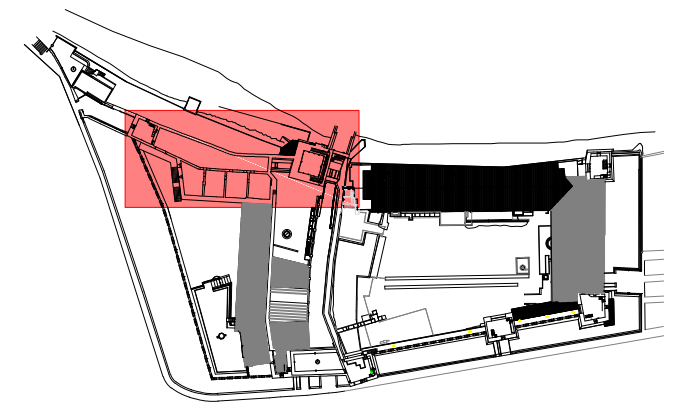
TAV.

3.51



Codice vano → destinazione d'uso

D.1	sottotetto
D.2	sottotetto
D.3	sottotetto
D.4	sottotetto
D.5	sottotetto
D.6	sottotetto
D.7	deposito



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

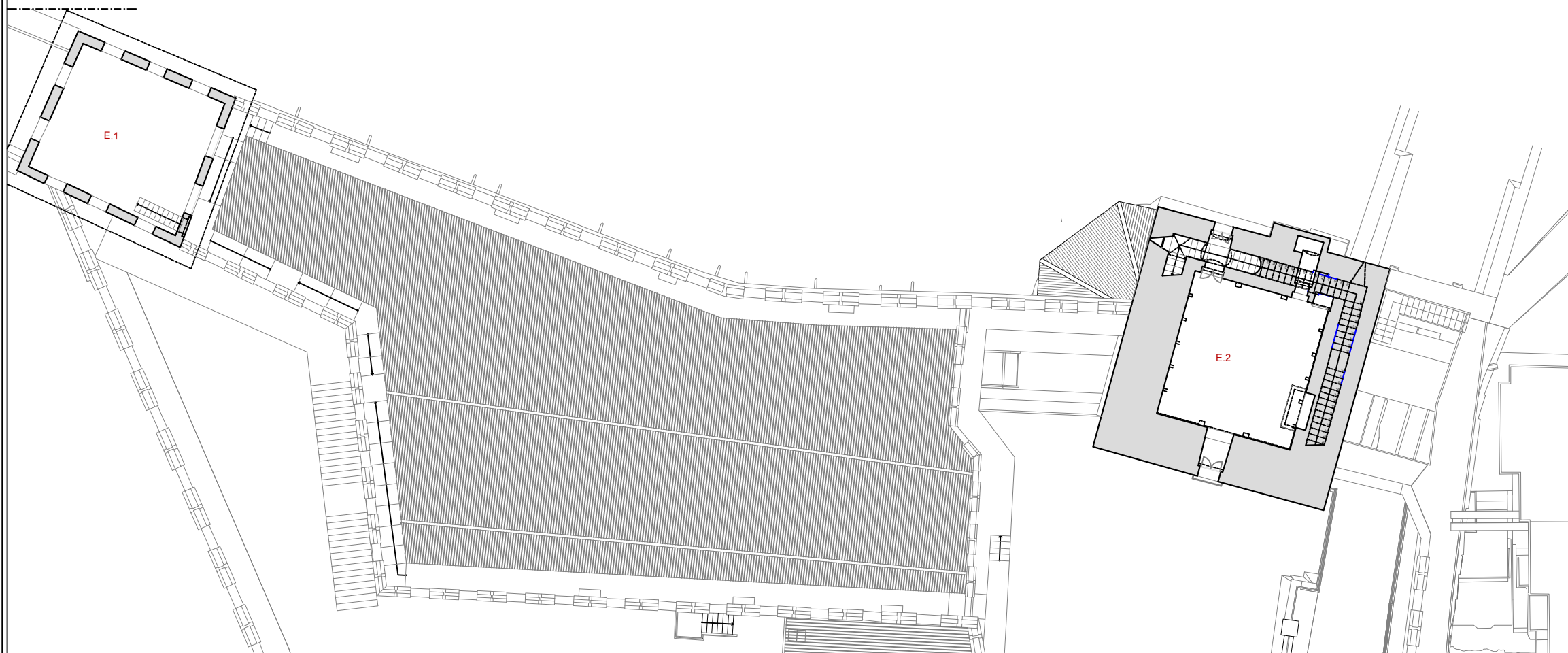
RILIEVO ARCHITETTONICO

DESTINAZIONI D'USO
Pianta piano terzo (sottotetto Reggia)

Scala 1:250

TAV.

3.52



Codice vano → destinazione d'uso

E.1	sottotetto
E.2	deposito



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

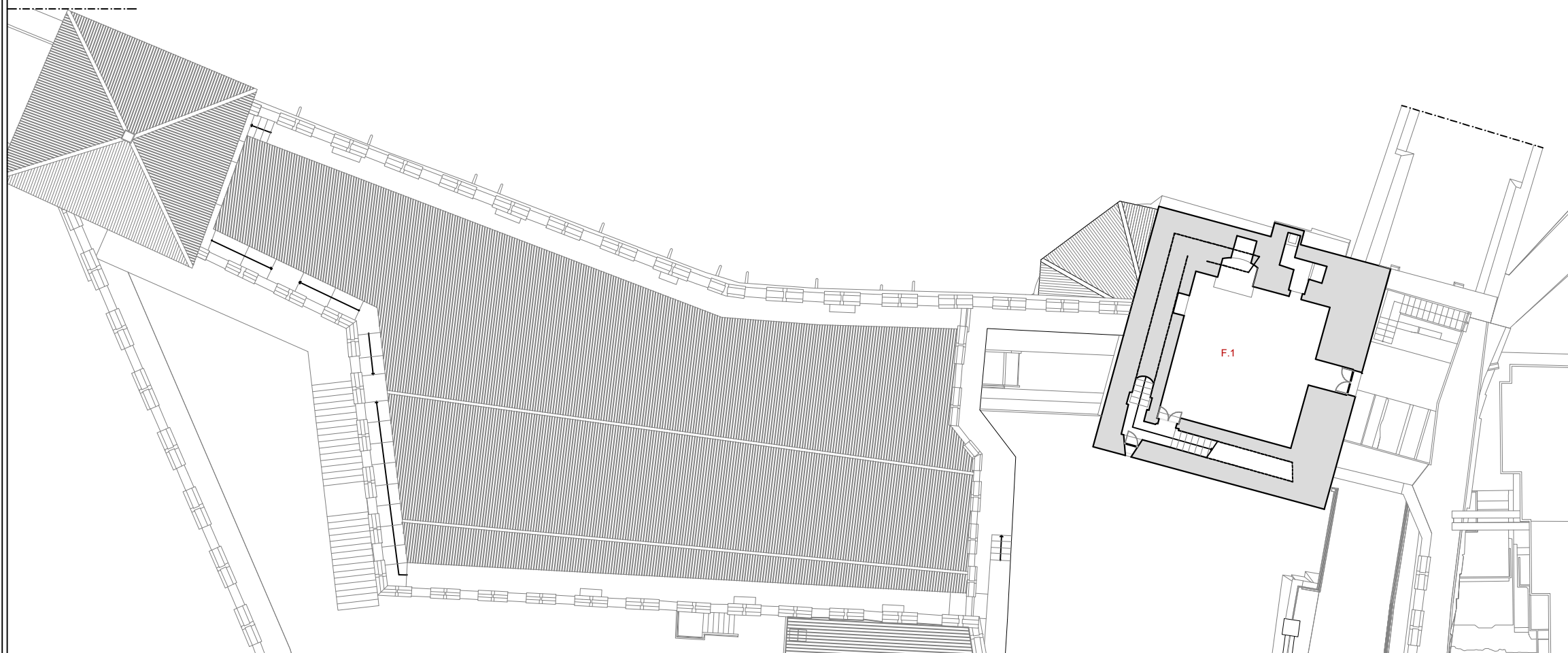
RILIEVO ARCHITETTONICO

DESTINAZIONI D'USO
Pianta piano terzo (Mastio) e copertura Reggia

Scala 1:250

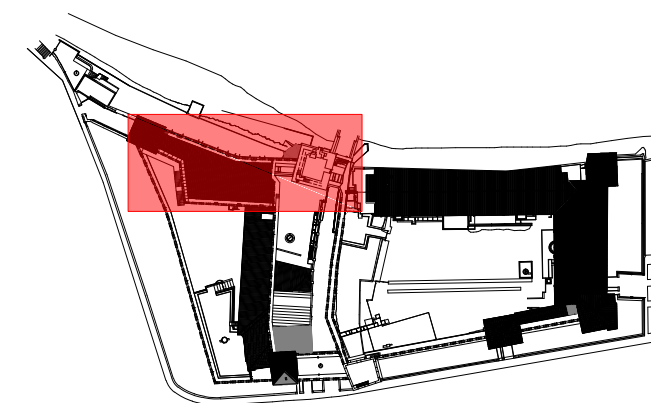
TAV.

3.53



Codice vano → destinazione d'uso

F.1	deposito
-----	----------



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO ARCHITETTONICO

DESTINAZIONI D'USO
Pianta piano quarto (Mastio)

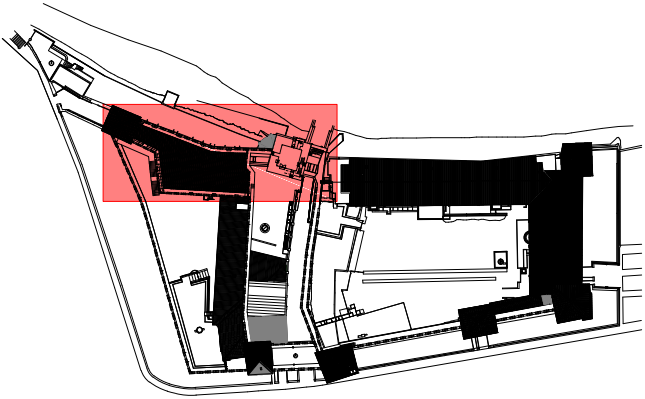
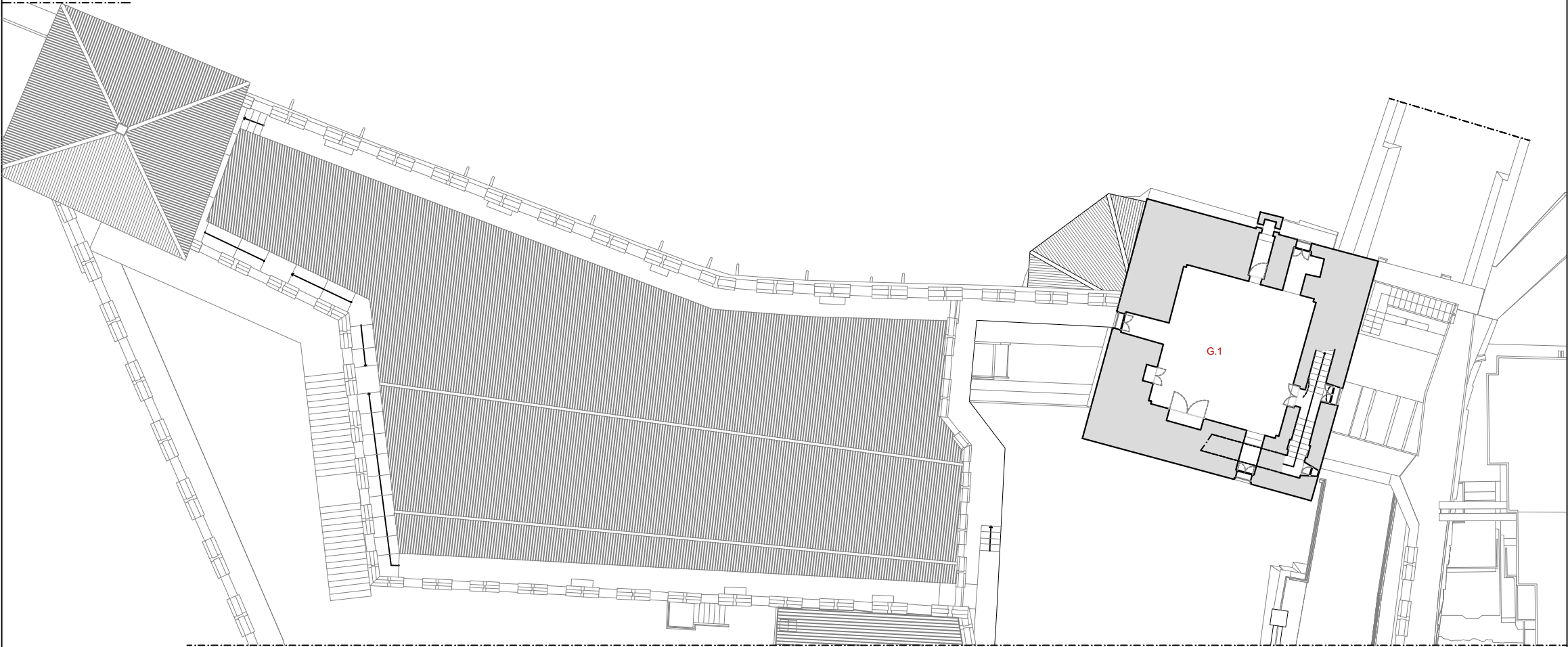
Scala 1:250

TAV.

3.54

Codice vano → destinazione d'uso

G.1	sala Fuini
-----	------------



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO ARCHITETTONICO

DESTINAZIONI D'USO
Pianta piano quinto (Mastio)

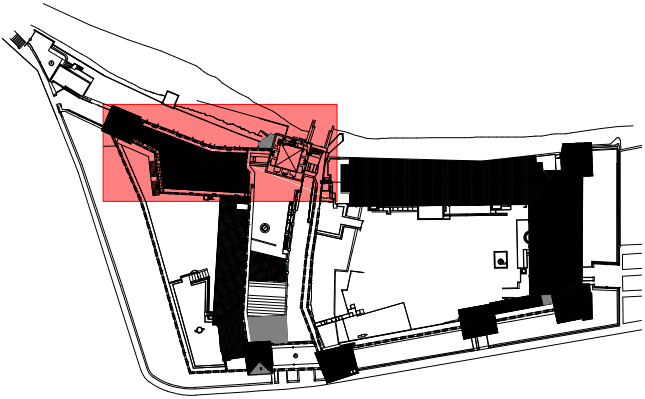
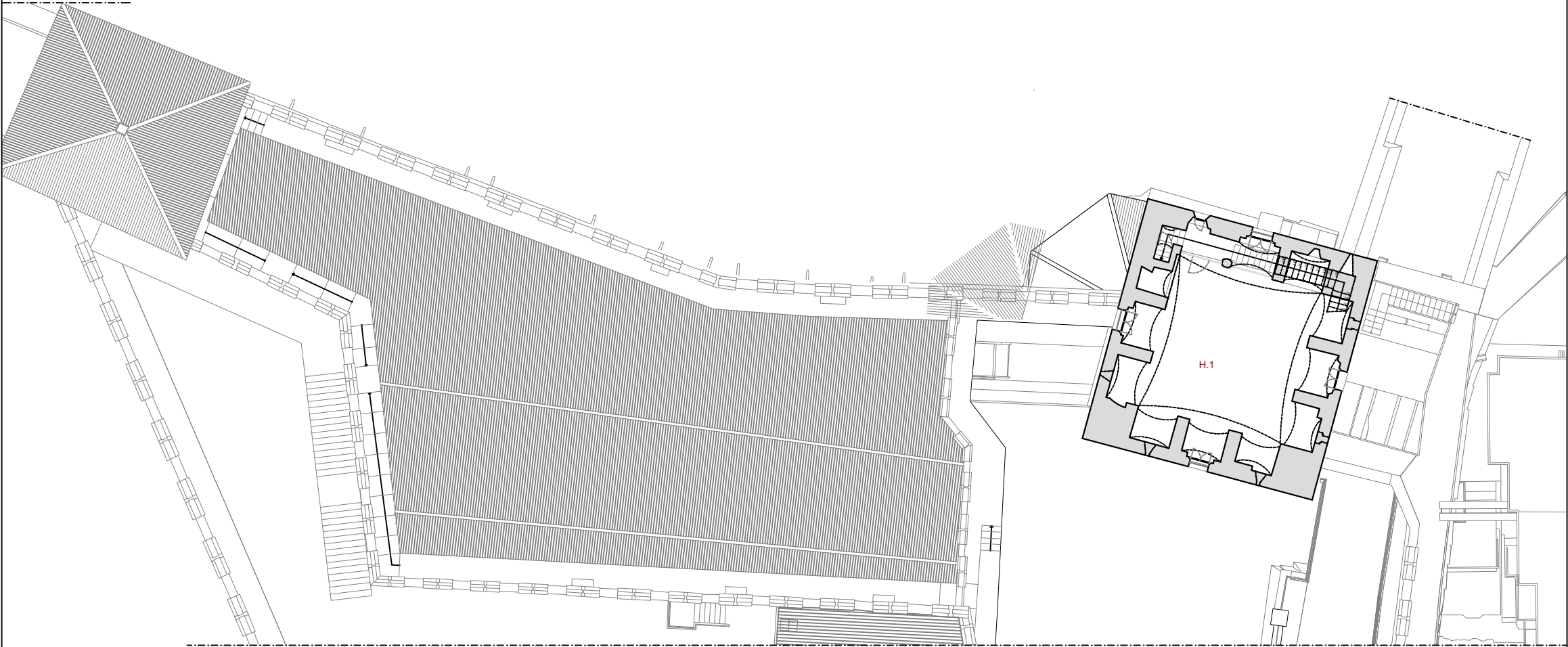
Scala 1:250

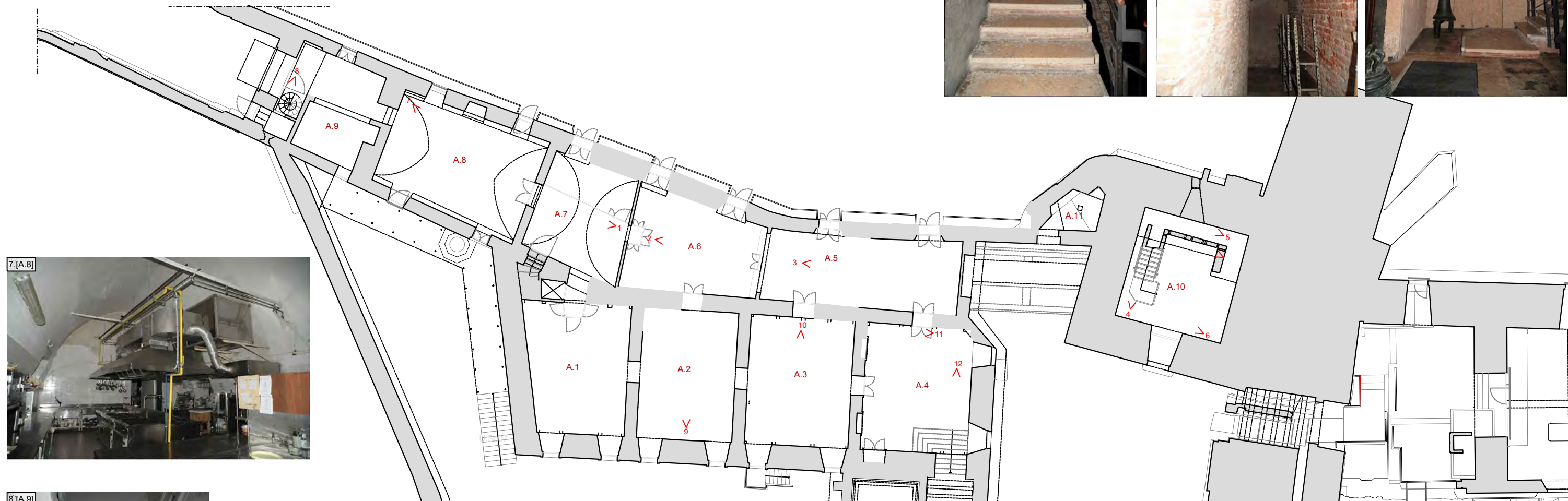
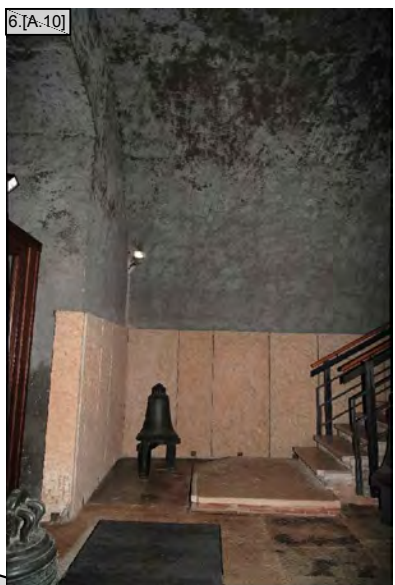
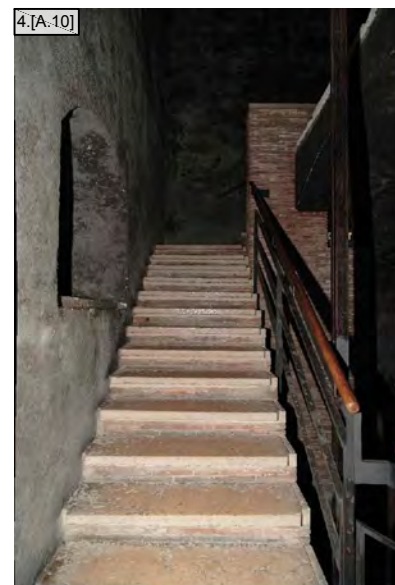
TAV.

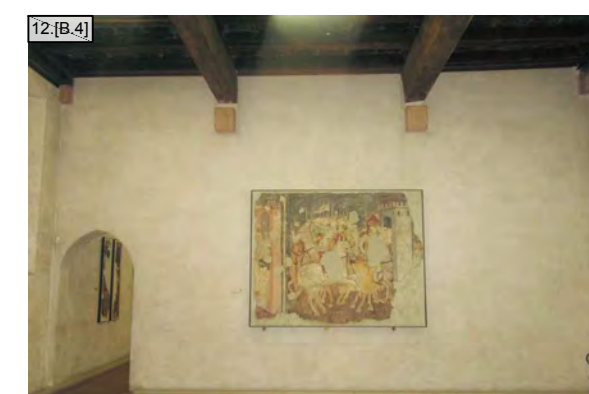
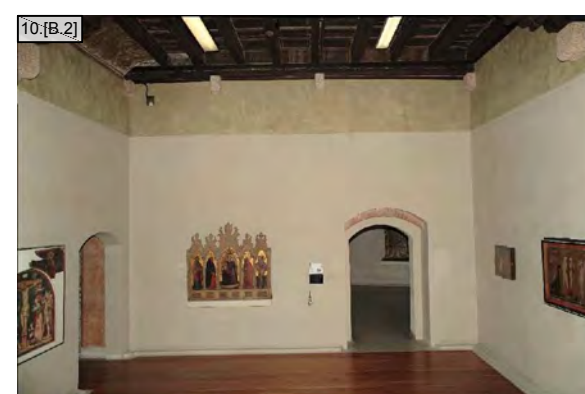
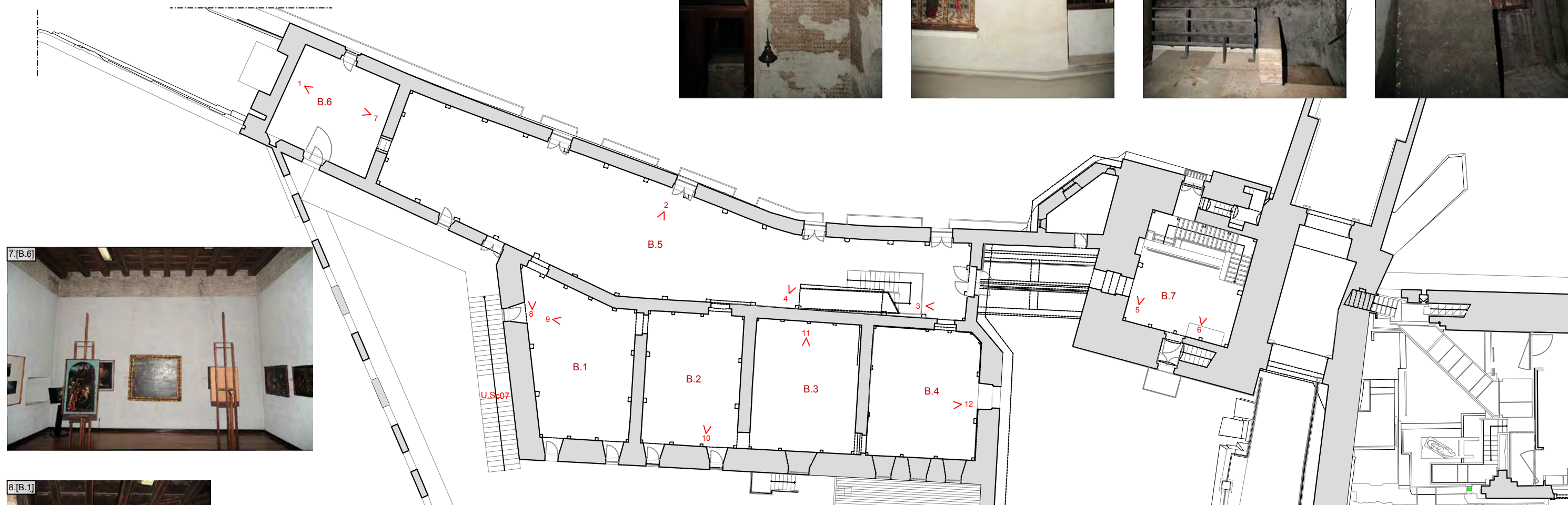
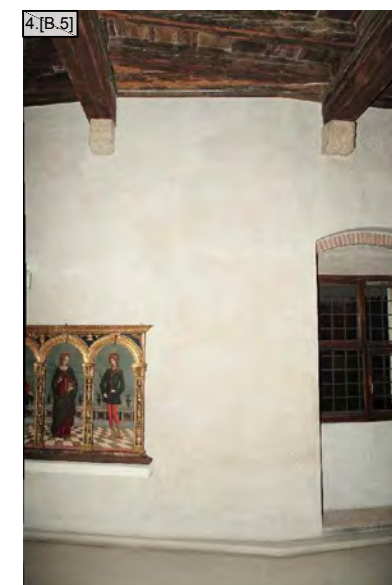
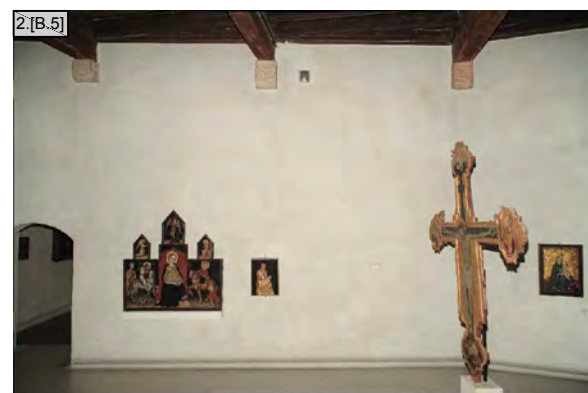
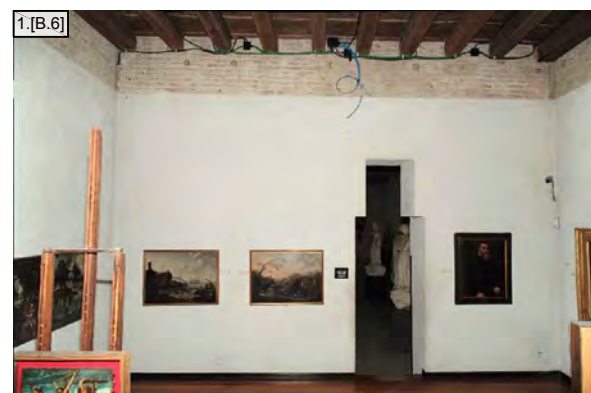
3.55

Codice vano → destinazione d'uso

H.1	deposito
-----	----------







Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

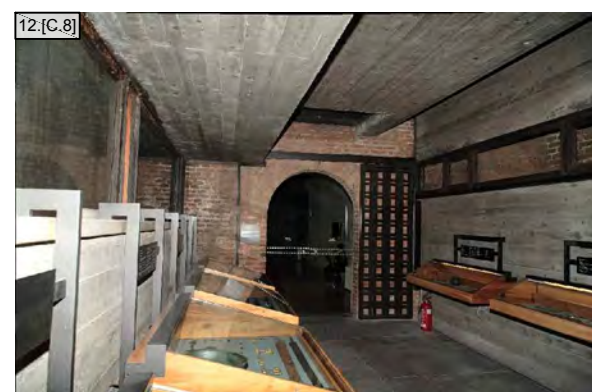
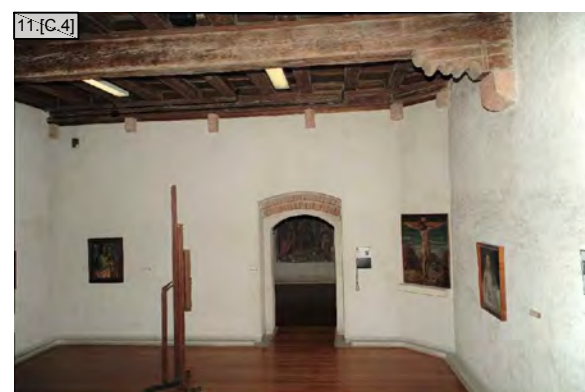
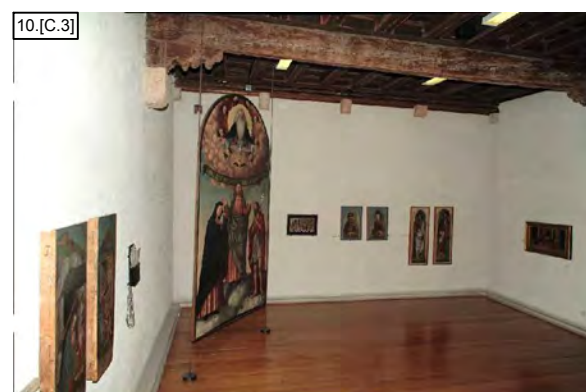
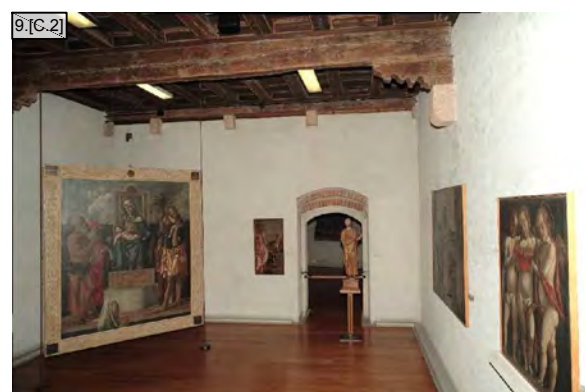
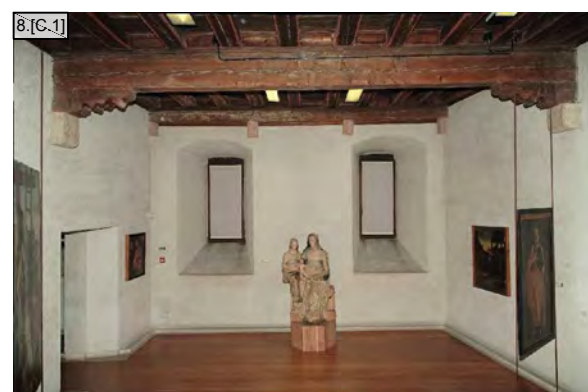
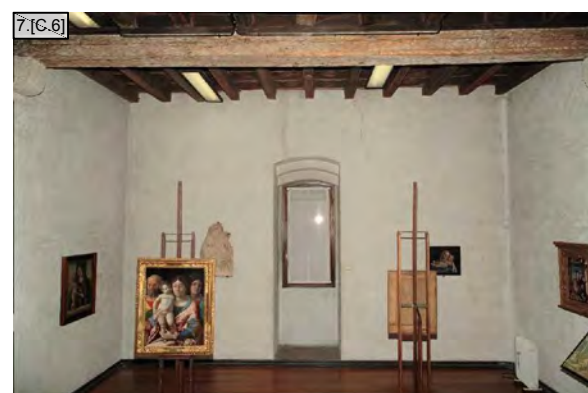
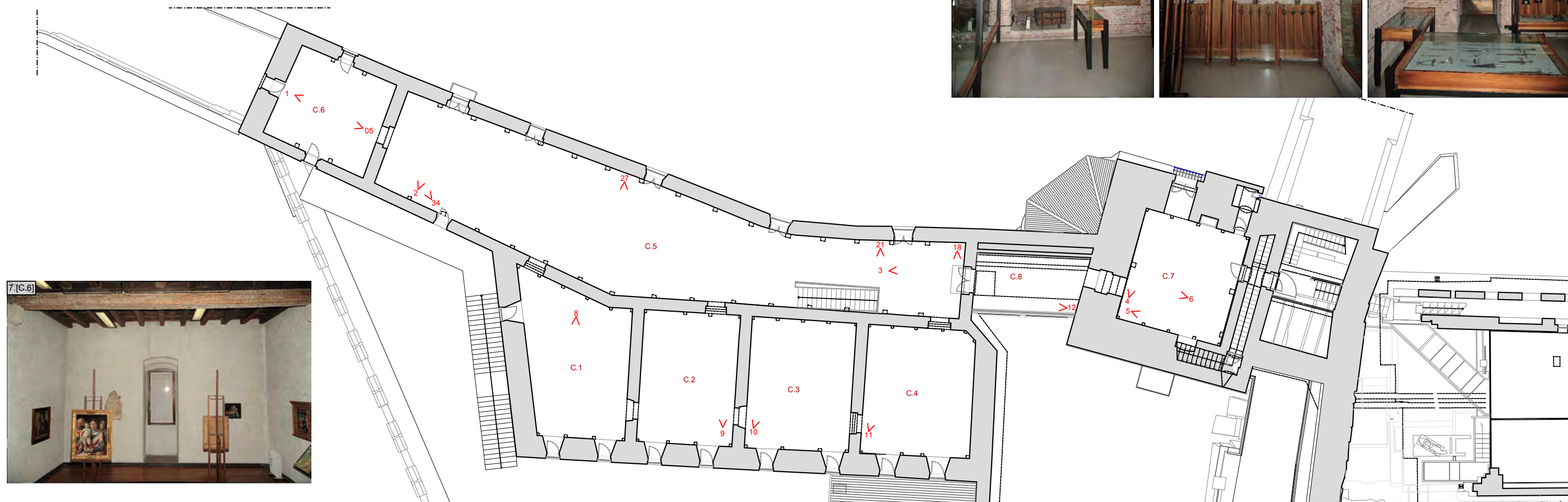
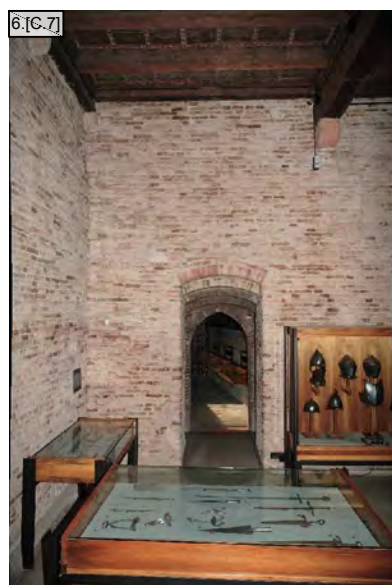
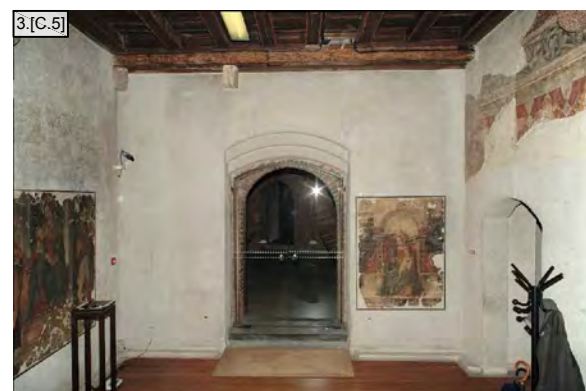
RILIEVO FOTOGRAFICO

Pianta piano primo

Scala 1:250

TAV.

4.02



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

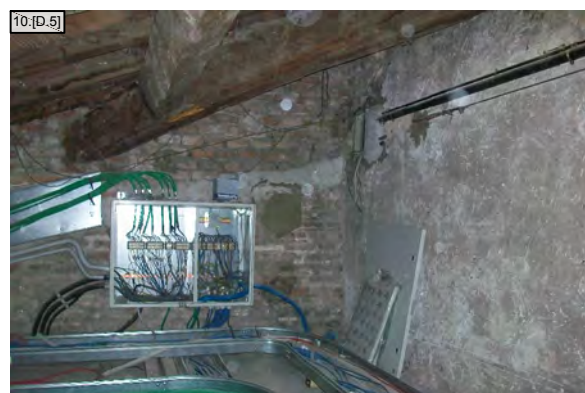
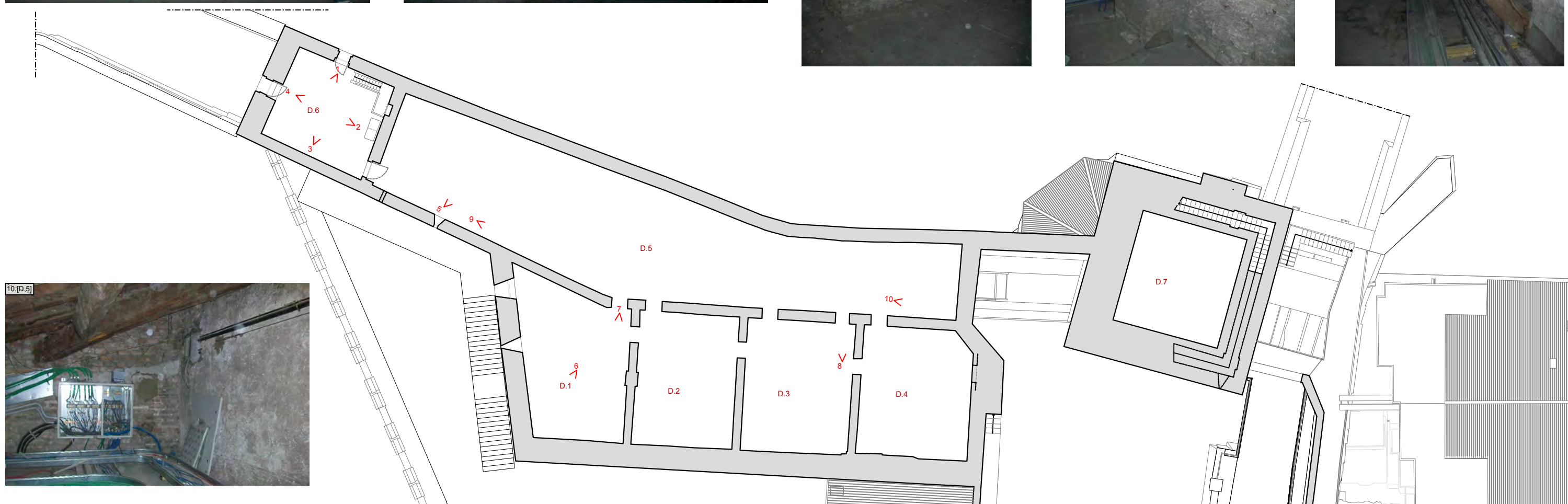
RILIEVO FOTOGRAFICO

Pianta piano secondo

Scala 1:250

TAV.

4.03



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

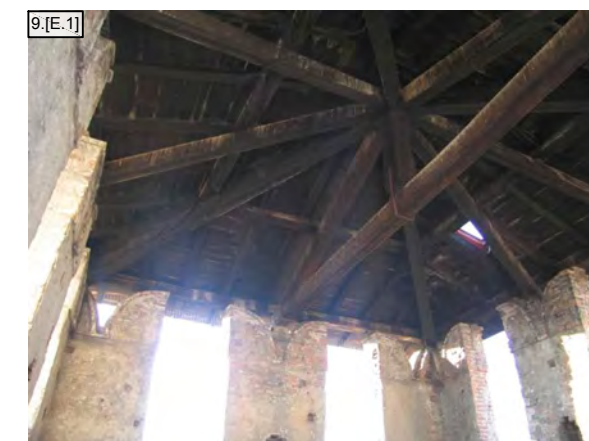
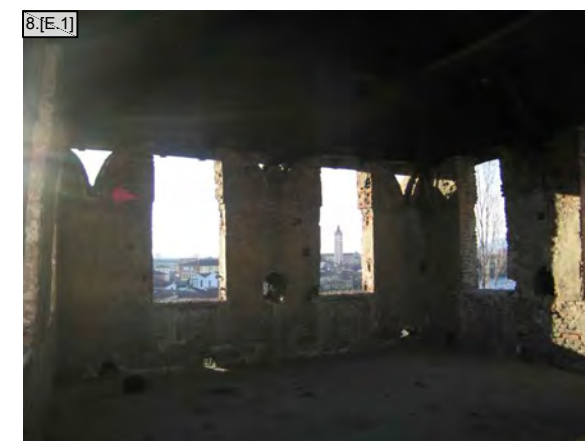
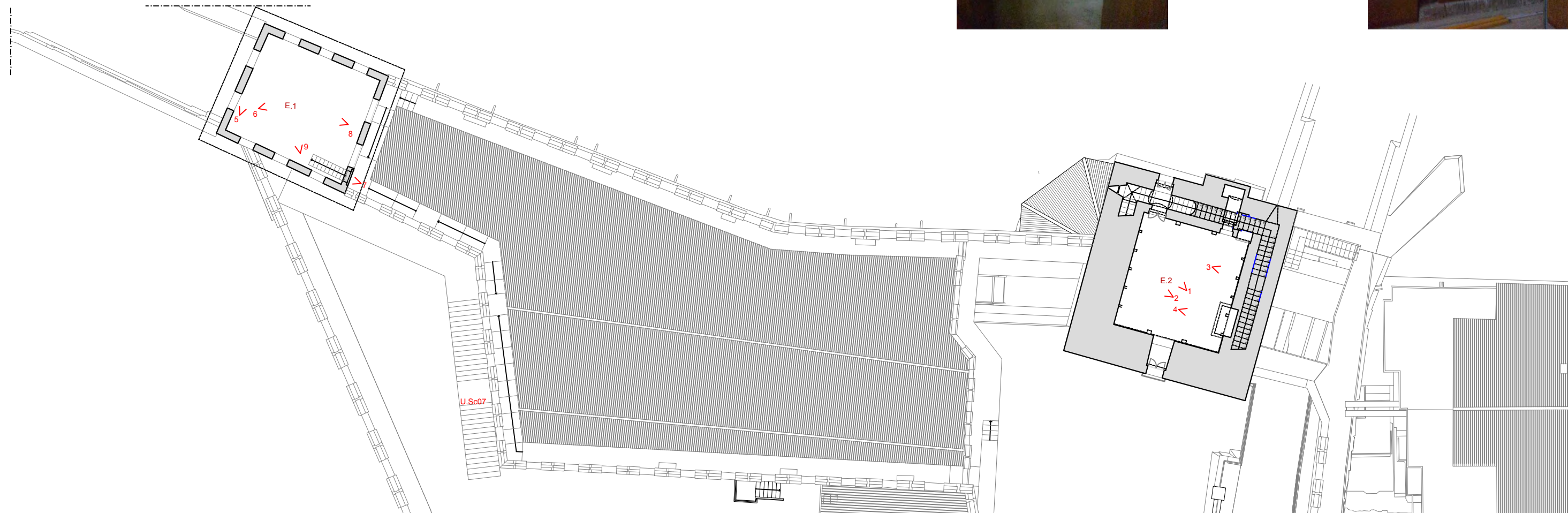
RILIEVO FOTOGRAFICO

Pianta piano terzo
(sottotetto Reggia)

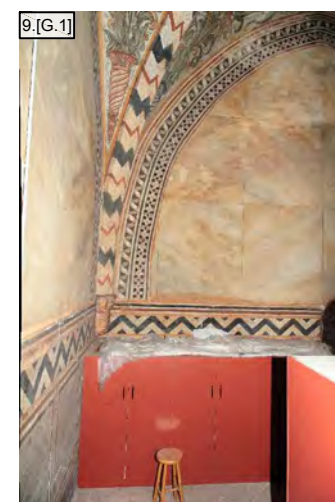
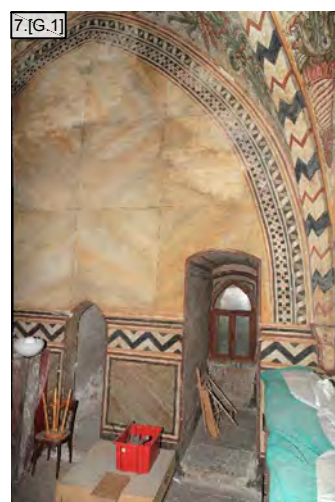
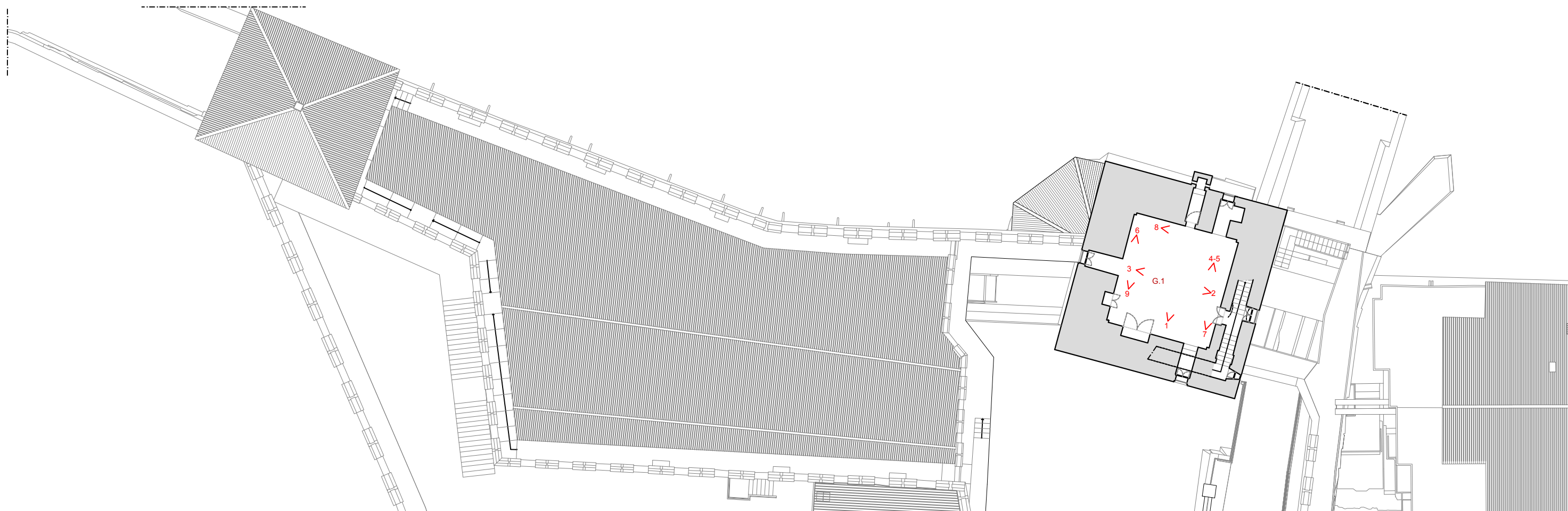
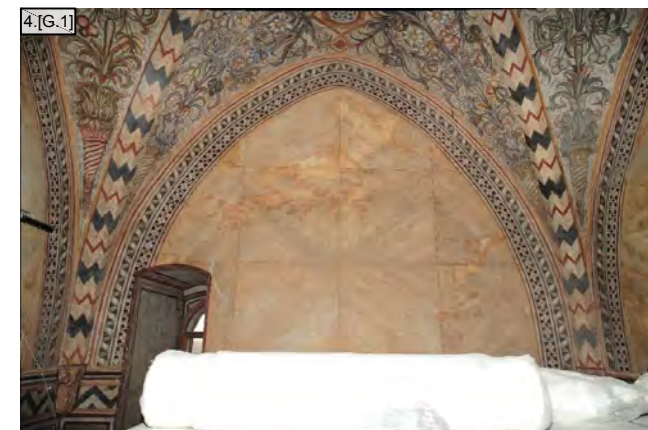
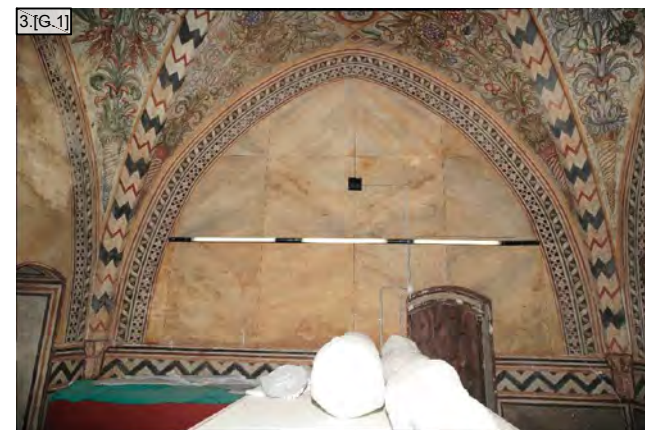
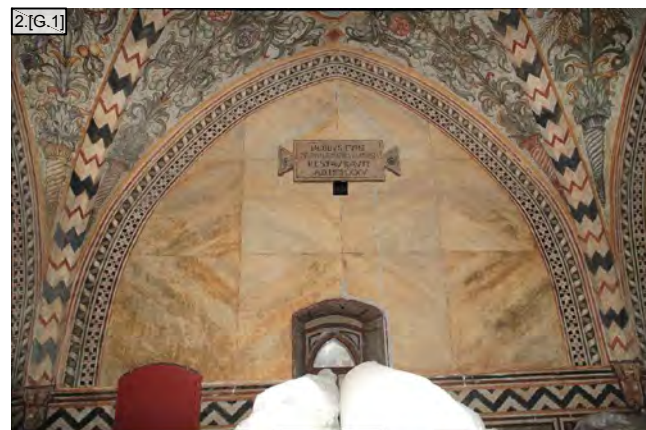
Scala 1:250

TAV.

4.04







Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

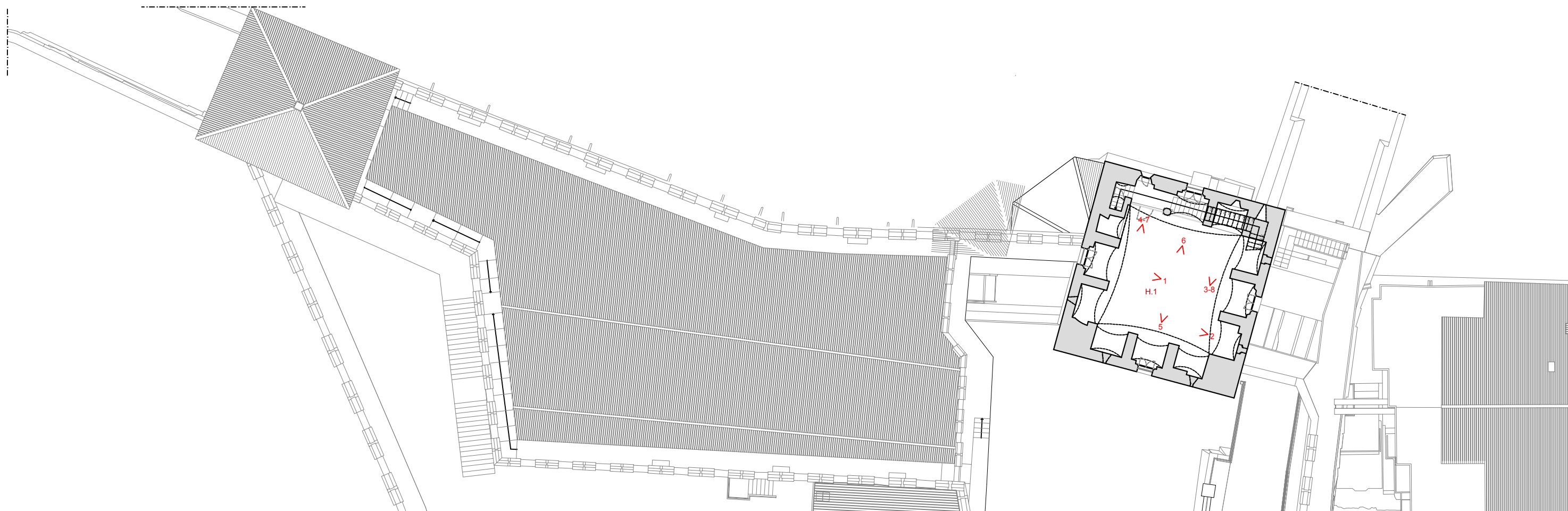
RILIEVO FOTOGRAFICO

Pianta piano quinto (Mastio)

Scala 1:250

TAV.

4.07



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvechio, Verona

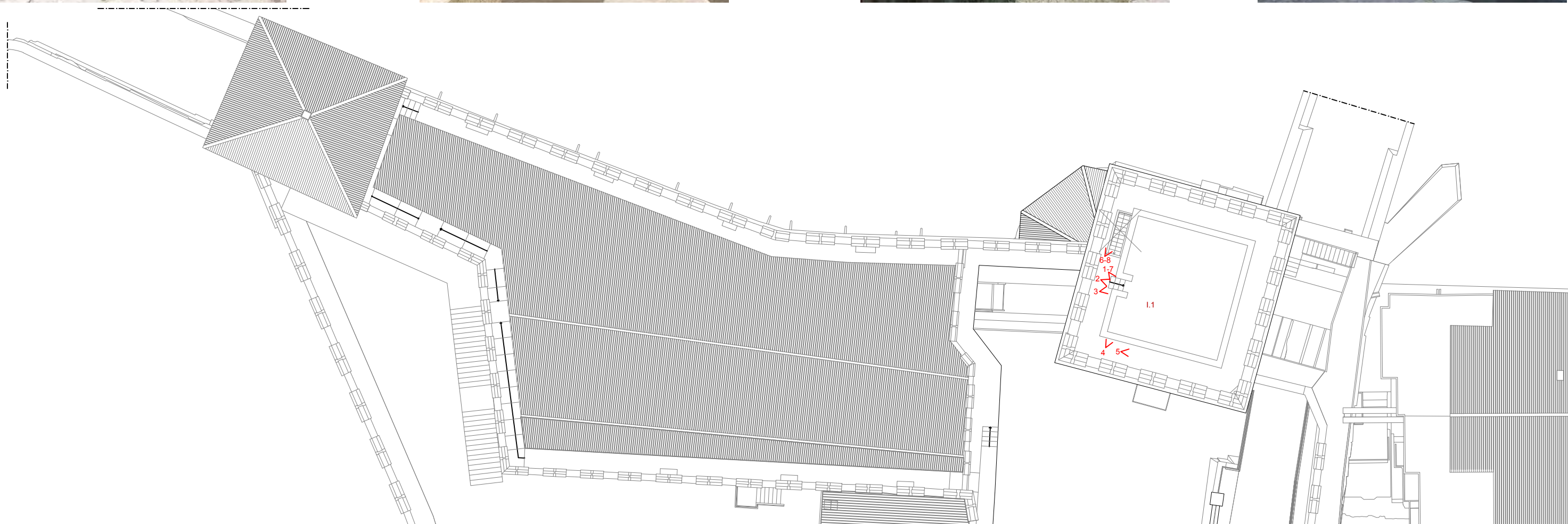
RILIEVO FOTOGRAFICO

Pianta piano sesto (Mastio)

Scala 1:250

TAV.

4.08



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

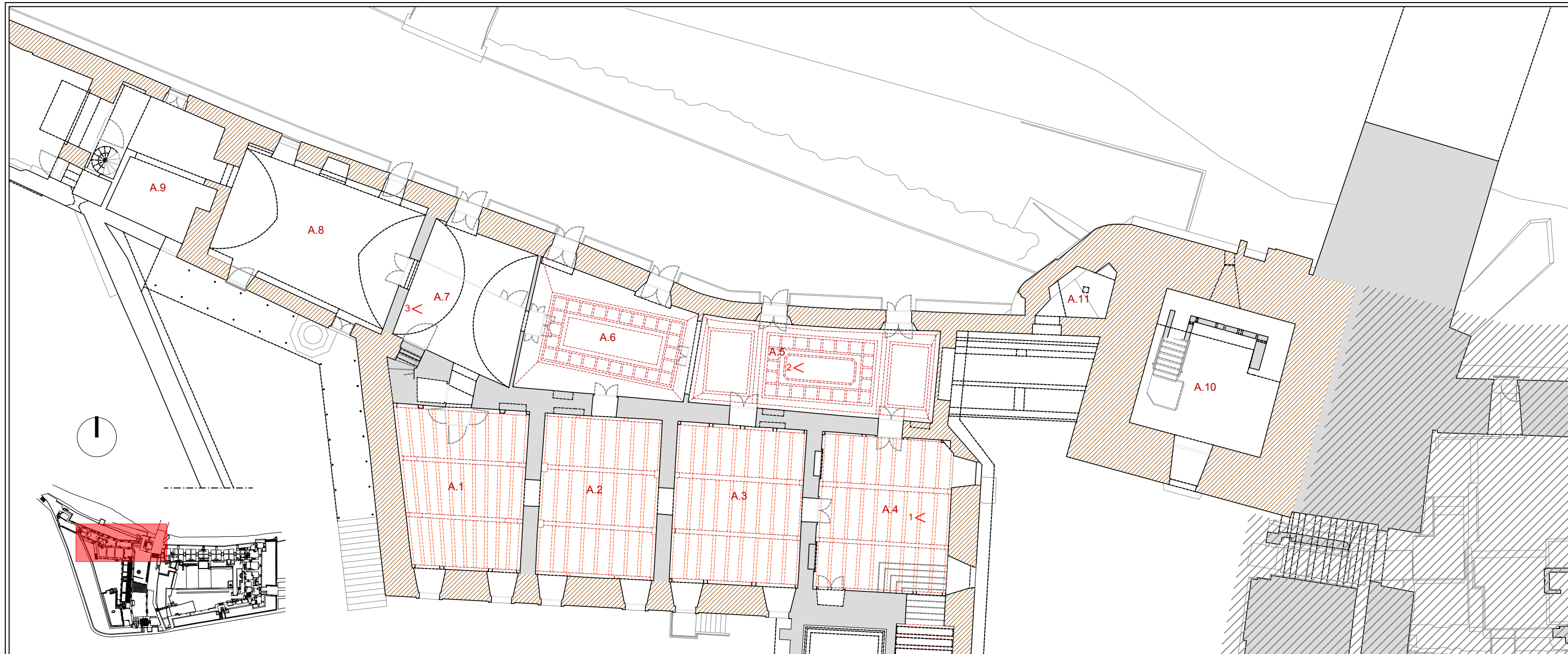
RILIEVO FOTOGRAFICO

Copertura Mastio

Scala 1:250

TAV.

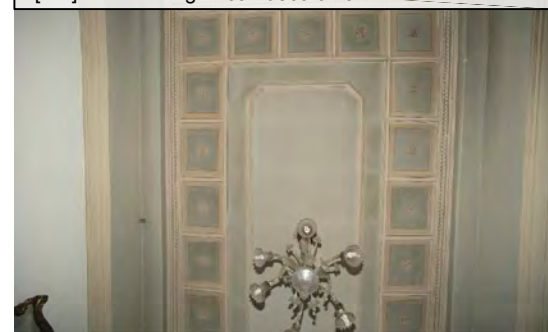
4.09



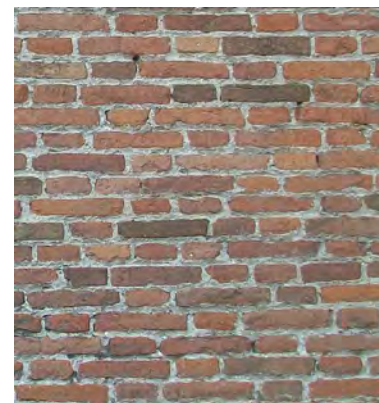
1.[A.4] Vista di uno dei solai in legno



2.[A.5] Solaio in legno con decorazioni



3.[A.7] Vista della stanza con volta a botte

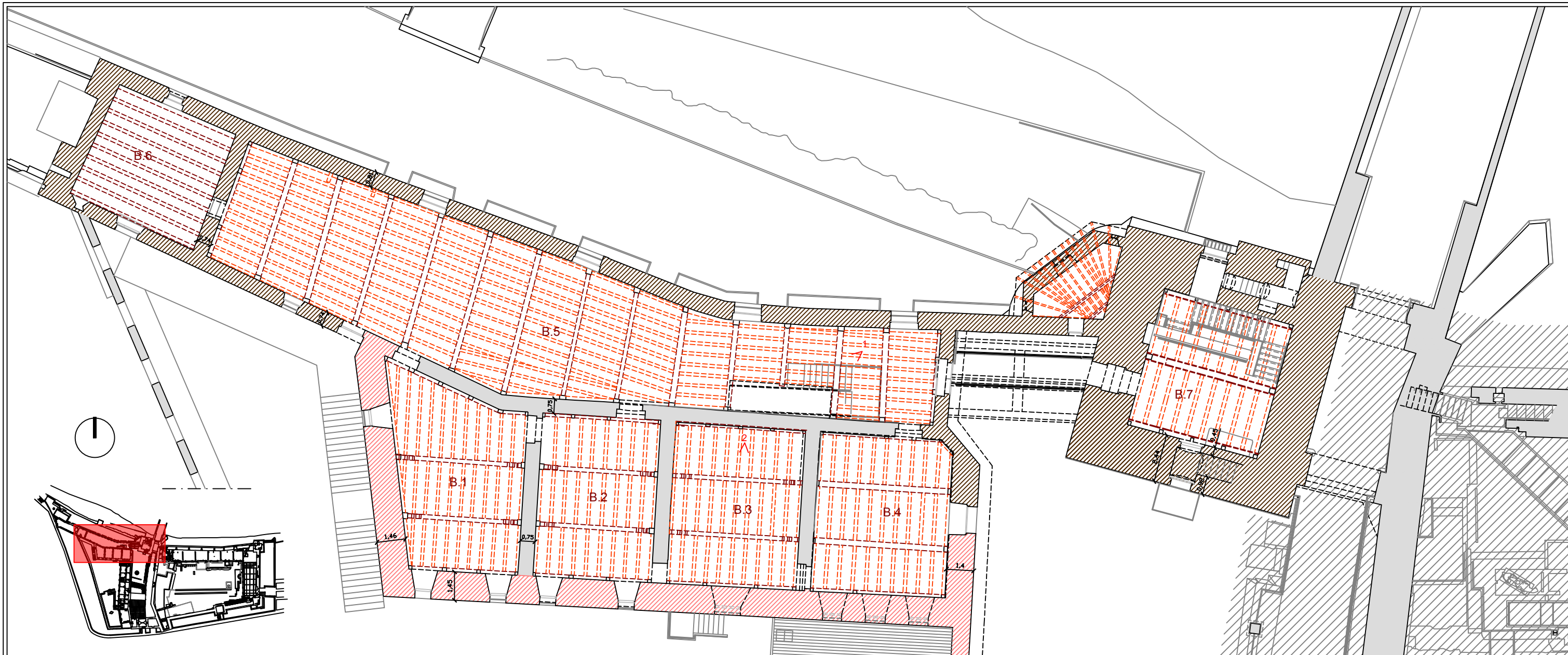


In questo livello le strutture di elevazione presentano due distinte tipologie, una in muratura in mattoni pieni e un'altra in muratura mista in pietra e mattoni. Le due torri, quella del Mastio e la torre nord-ovest, hanno muratura in mattoni mentre la Regia presenta a sud una muratura mista e a nord una muratura in mattoni. Per quanto riguarda le murature interne non sono presenti porzioni visibili per cui non si hanno informazioni sulla tipologia adottata.

Gli orizzontamenti hanno una struttura in legno a doppia orditura, tranne nella torre nord-ovest dove è presente un solaio in legno a semplice orditura.

LEGENDA

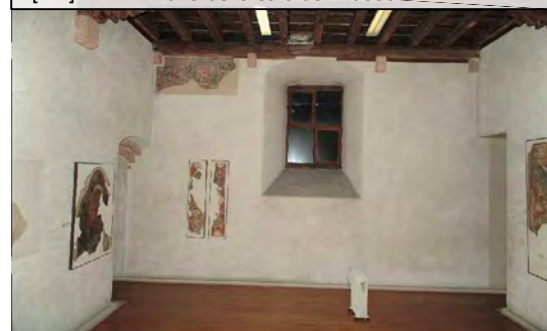
- trave principale
- trave secondaria
- capriata
- trave in calcestruzzo
- orditura solaio legno
- orditura solaio calcestruzzo
- volta a botte
- volta a crociera
- muratura in pietra e ricorsi
- muratura in mattoni
- muratura non ispezionata



1.[B.5] Vista della scala interna del museo



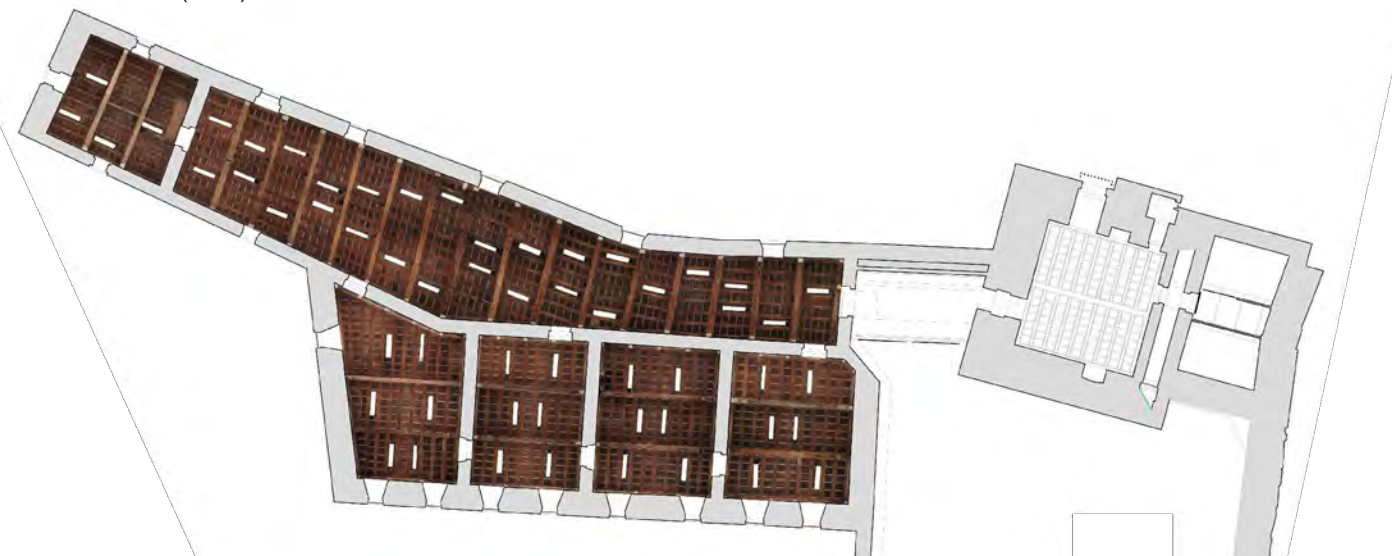
2.[B.5] Solaio di una della sale del museo



In questo livello le strutture di elevazione presentano due distinte tipologie, una in muratura in mattoni pieni e un'altra in muratura mista in pietra e mattoni. Le due torri, quella del Mastio e la torre nord-ovest, hanno muratura in mattoni mentre la Regia presenta a sud una muratura mista e a nord una muratura in mattoni. Per quanto riguarda le murature interne non sono presenti porzioni visibili per cui non si hanno informazioni sulla tipologia adottata.

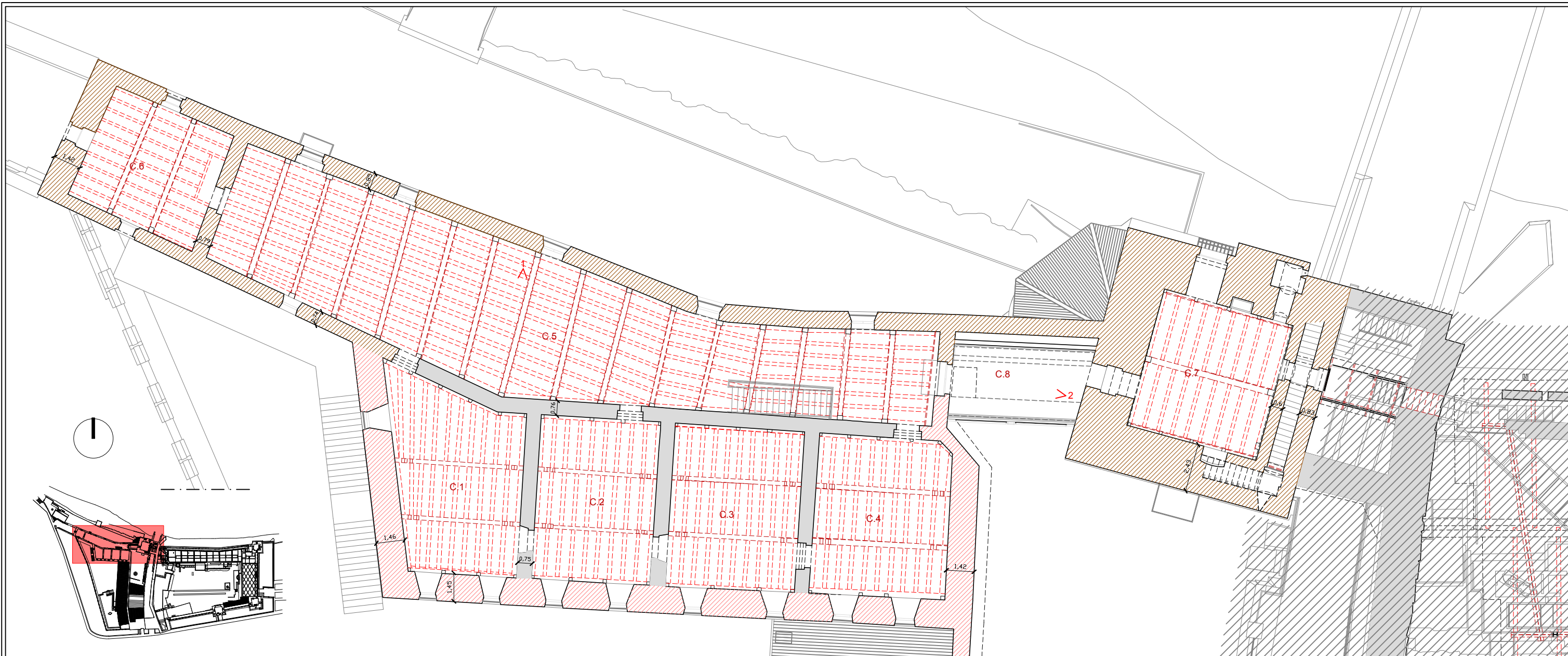
Gli orizzontamenti hanno una struttura in legno a doppia orditura, tranne nella torre nord-ovest dove è presente un solaio in legno a semplice orditura.

Ipografia del secondo orizzontamento (1:400)



LEGENDA

- trave principale
- trave secondaria
- capriata
- trave in calcestruzzo
- orditura solaio legno
- orditura solaio calcestruzzo
- volta a botte
- volta a crociera
- muratura in pietra e ricorsi
- muratura in mattoni
- muratura non ispezionata



1.[C.5] Vista della scala interna del museo

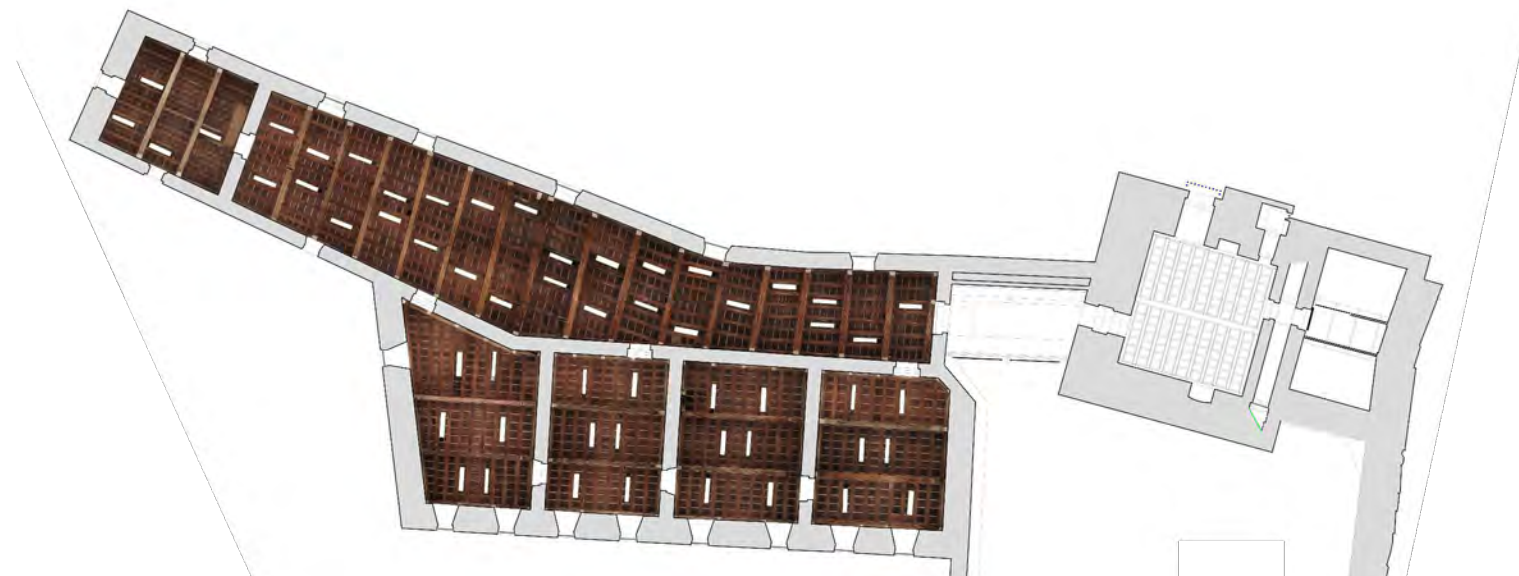


1.[C.8] Vista del corridoio progettato da Carlo Scarpa



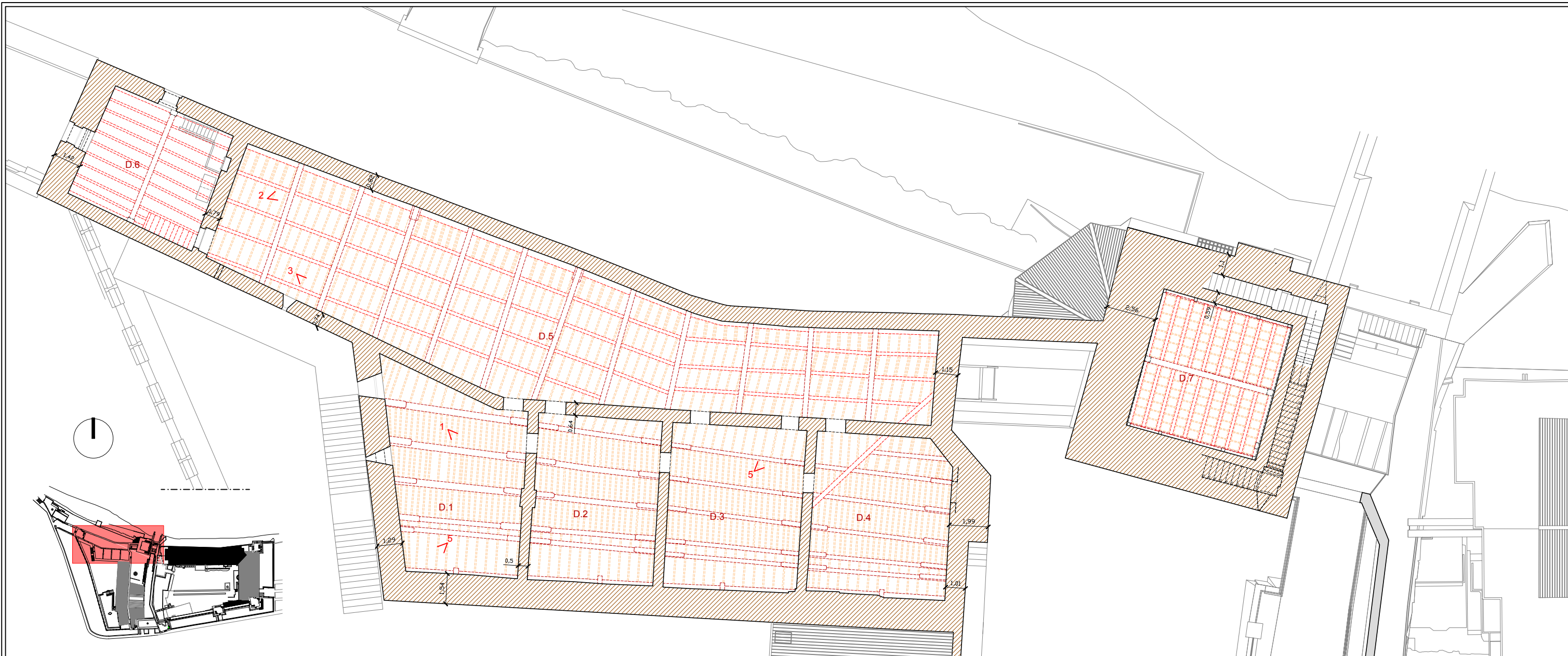
Nel terzo livello si presentano le stesse tipologie murarie disposte come al piano inferiore.
Gli orizzontamenti sono formati da solai lignei a doppia orditura.

Ipografia del terzo orizzontamento (1:400)



LEGENDA

- trave principale
- trave secondaria
- capriata
- trave in calcestruzzo
- orditura solaio legno
- orditura solaio calcestruzzo
- volta a botte
- volta a crociera
- muratura in pietra e ricorsi
- muratura in mattoni
- muratura non ispezionata



1.[D.1] Solaio di copertura di una delle stanze del sottotetto



2.[D.5] Solaio di copertura di una delle stanze del sottotetto



Nel livello del sottotetto la muratura è formata da mattoni grossolanamente sbazzati.

Gli orizzontamenti sono formati da solai lignei e tavelloni. sono stati effettuati degli interventi di rafforzamenti delle travi attraverso l'utilizzo di inserzioni in legno che ne ispessiscono la sezione, inoltre le tavelle sono state in parte sostituite con altre di misura maggiore, in questo modo è stato ridotto il numero di travi terziarie.

3.[D.5] Dettaglio di una trave principale



4.[D.3] Dettaglio dell'innesto della trave nella muratura

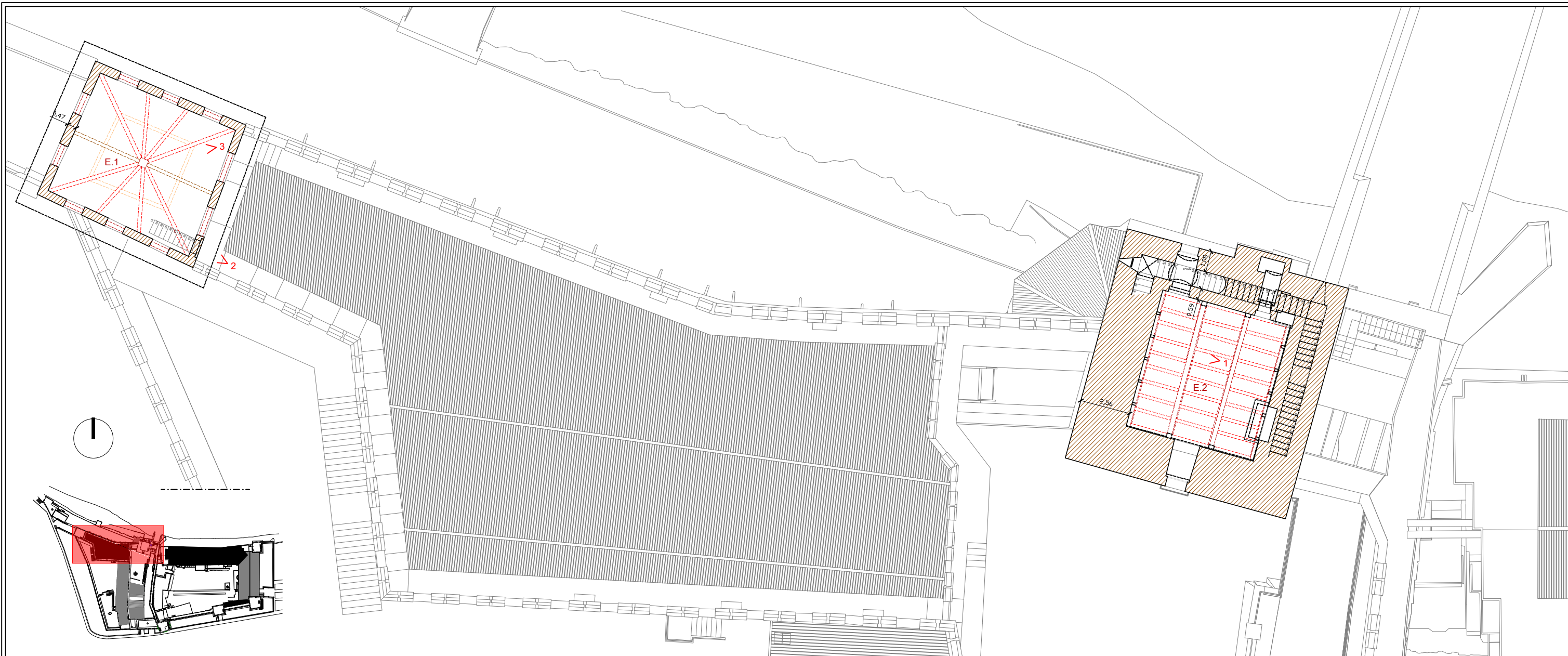


5.[D.1] Dettaglio delle tavelle di differenti dimensioni



LEGENDA

- trave principale
- trave secondaria
- capriata
- trave in calcestruzzo
- orditura solaio legno
- orditura solaio calcestruzzo
- volta a botte
- volta a crociera
- muratura in pietra e ricorsi
- muratura in mattoni
- muratura non ispezionata



1.[E.2] Solaio Torre del Mastio

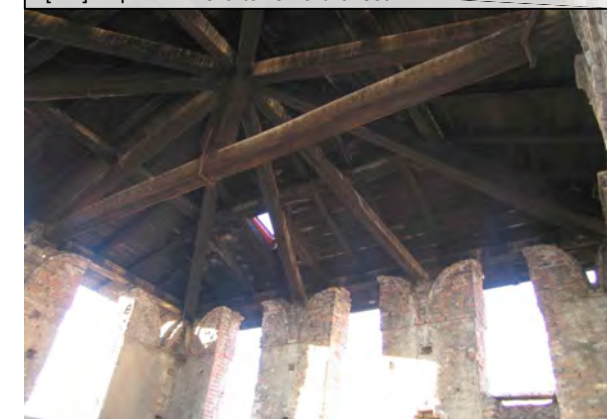


2.[E.2] Ingresso dalla copertura alla torre nord-ovest



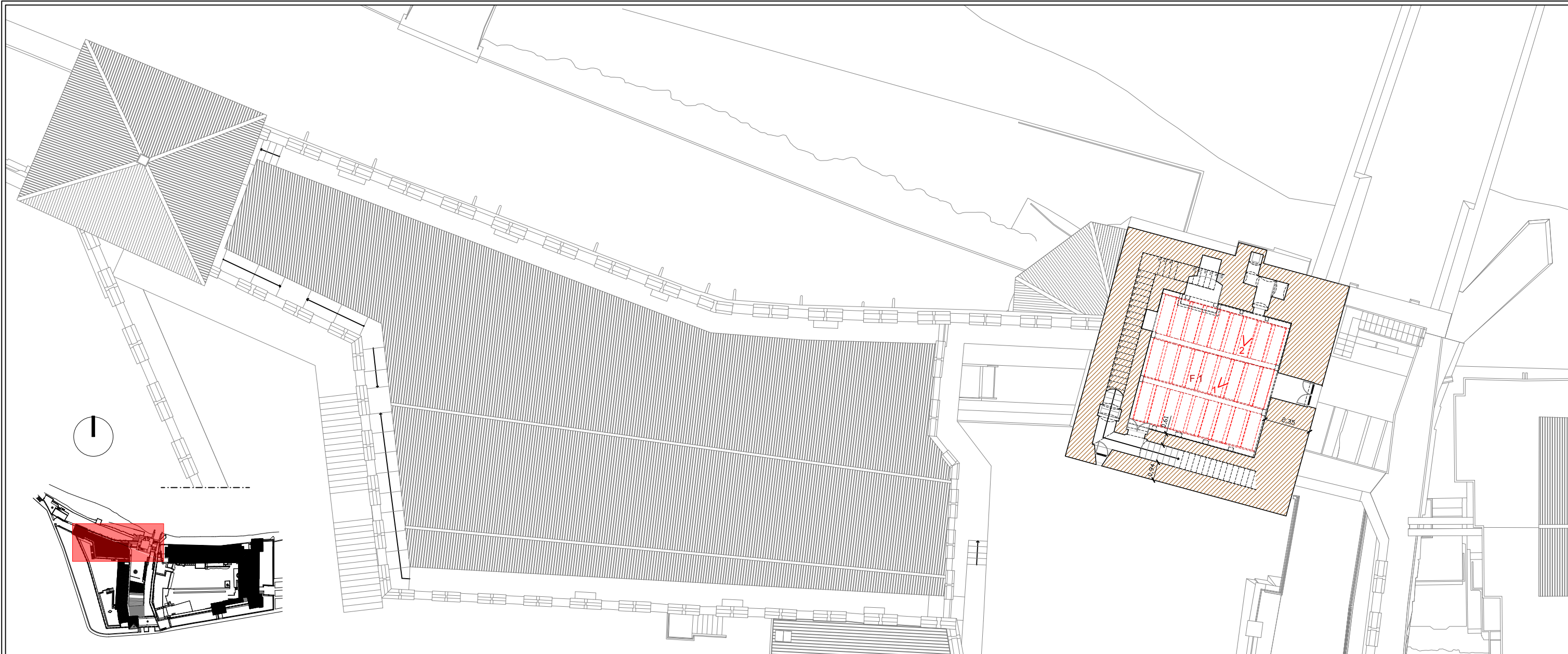
Le strutture di elevazione sono formate da mattoni. La copertura della torre nord-ovest è composta da una capriata lignea che poggia sulle merlettature e sulla quale poggiano le altre travi. L'orizzontamento della torre del Mastio è un solaio ligneo a doppia orditura.

3.[E.1] Copertura della torre nord-ovest



LEGENDA

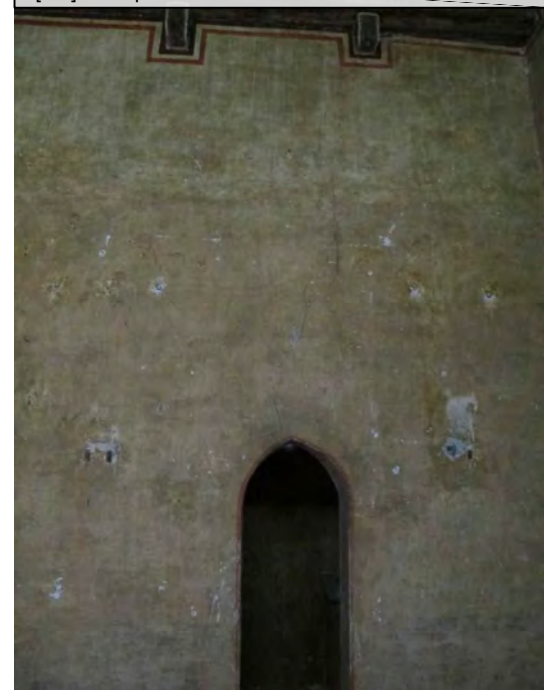
- trave principale
- trave secondaria
- capriata
- trave in calcestruzzo
- orditura solaio legno
- orditura solaio calcestruzzo
- volta a botte
- volta a crociera
- muratura in pietra e ricorsi
- muratura in mattoni
- muratura non ispezionata



1.[F.1] Solaio Torre del Mastio



2.[F.1] Vista parete interna della stanza











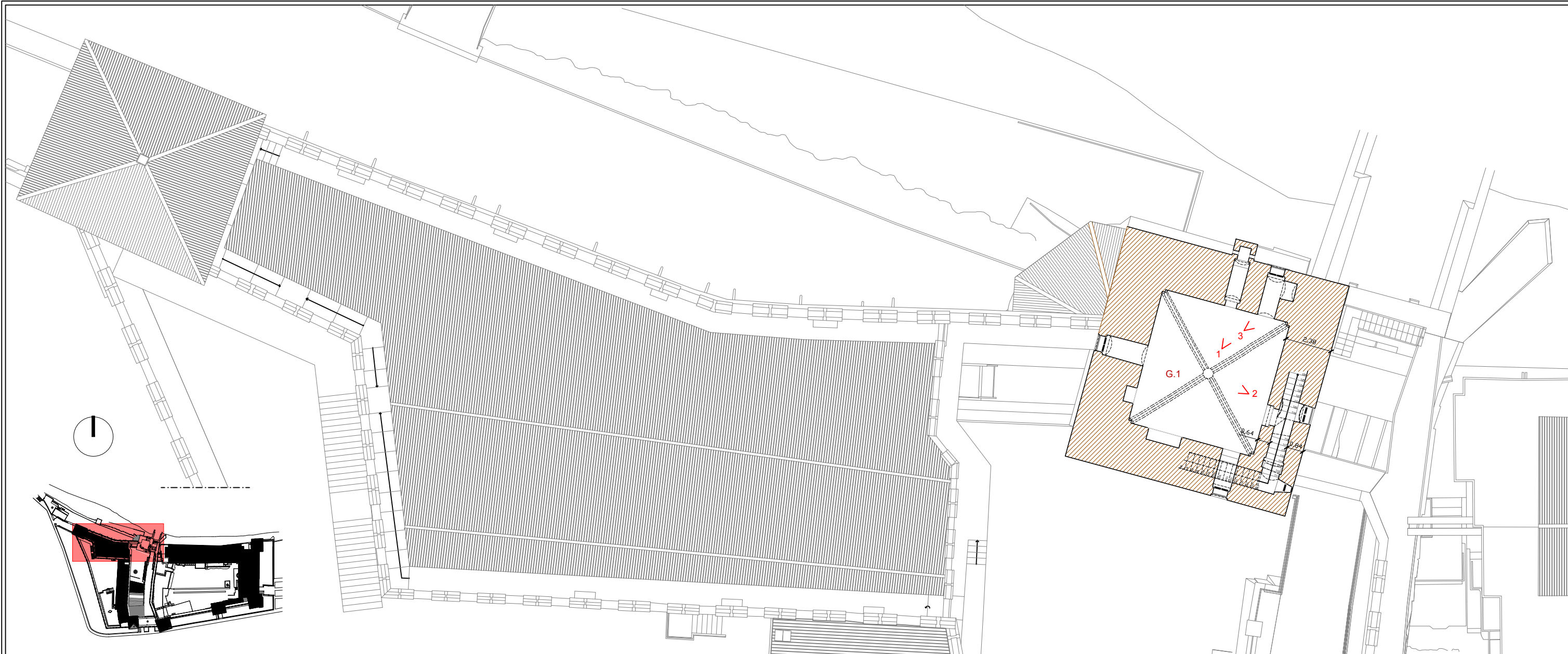
Le strutture di elevazione sono formate da mattoni.
L'orizzontamento della stanza del Mastio è un
solaio ligneo a doppia orditura.

3.[F.1] Copertura della Regia e della torre nord-ovest

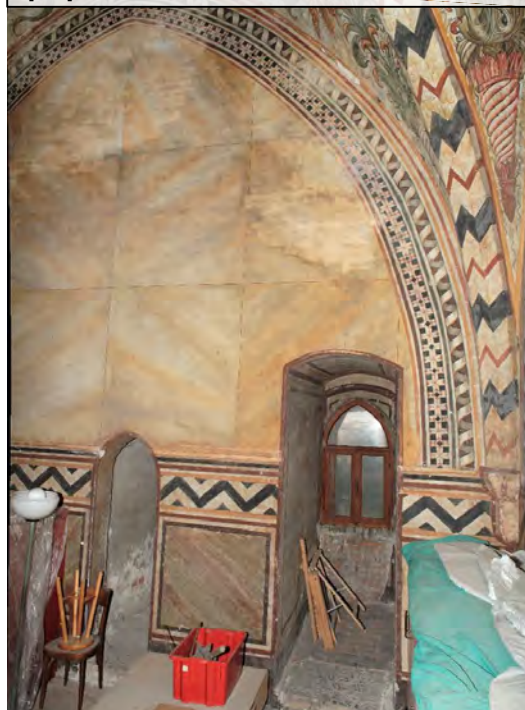


LEGENDA

-  trave principale
-  trave secondaria
-  capriata
-  trave in calcestruzzo
-  orditura solaio legno
-  orditura solaio calcestruzzo
-  volta a botte
-  volta a crociera
-  muratura in pietra e ricorsi
-  muratura in mattoni
-  muratura non ispezionata

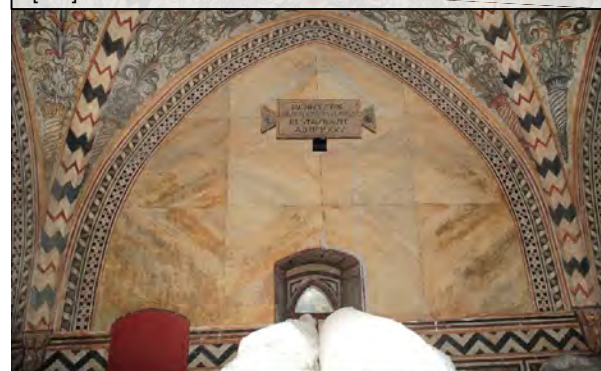


1.[G.1] Vista verso le nicchie della Sala Fuini

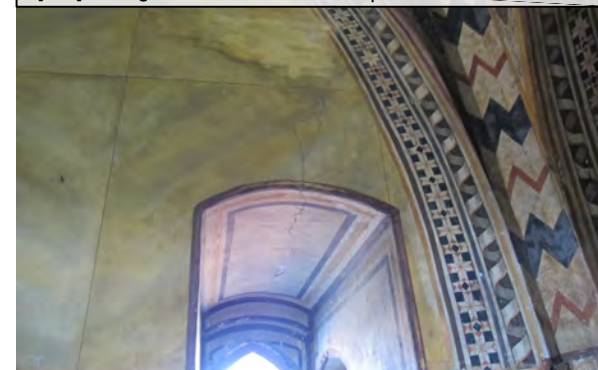


In questo livello del Mastio si trova la sala Fuini, la quale presenta al suo interno una volta a crociera come copertura, probabilmente realizzata attraverso l'utilizzo di mattoni disposti di taglio (si tratta di una ipotesi considerato il fatto che le decorazioni non permettono una ispezione visiva della struttura del solaio).









2.[G.1] Vista della Sala Fuini

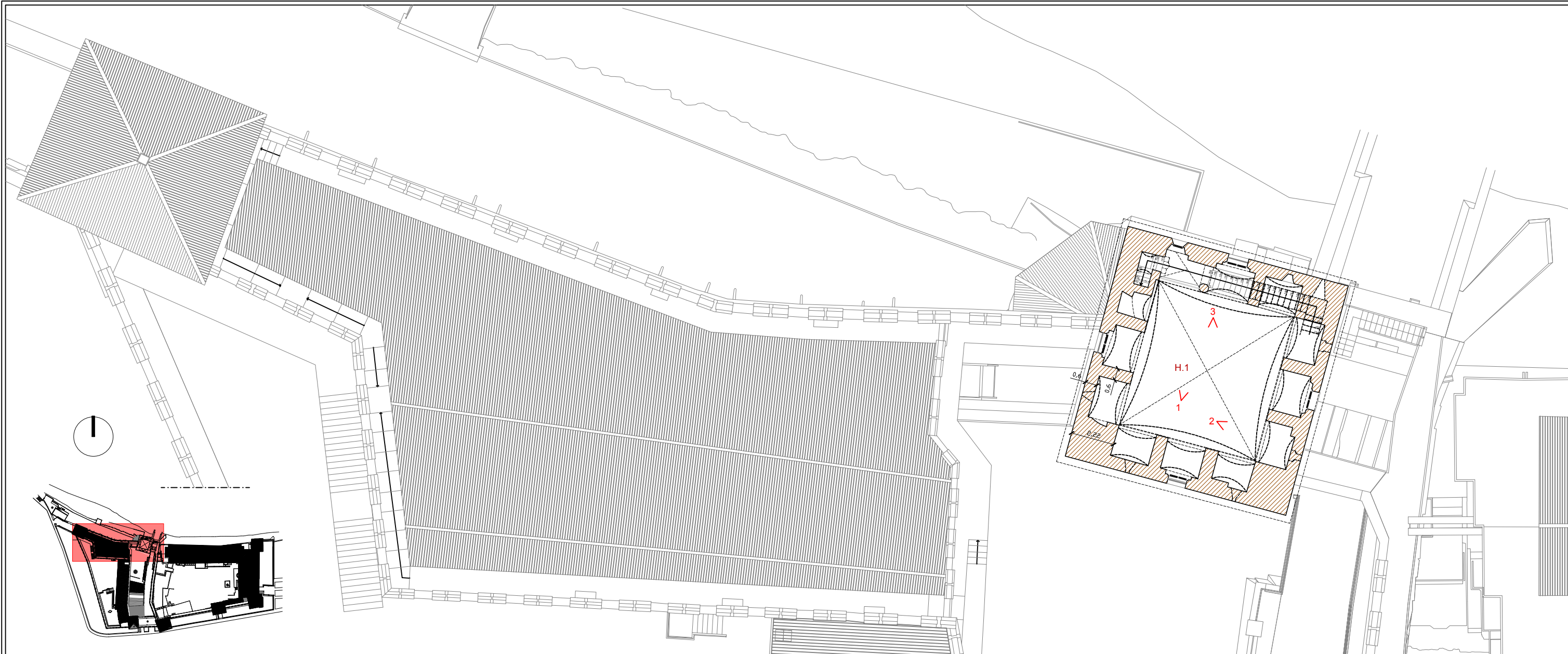


3.[G.1] Dettaglio di una nicchia con la presenza di una lesione



LEGENDA

-  trave principale
-  trave secondaria
-  capriata
-  trave in calcestruzzo
-  orditura solaio legno
-  orditura solaio calcestruzzo
-  volta a botte
-  volta a crociera
-  muratura in pietra e ricorsi
-  muratura in mattoni
-  muratura non ispezionata



Nell'ultimo livello della Torre del Mastio vi è una sala, adibita a deposito, che presenta muratura in mattoni come struttura di elevazione e una volta a padiglione come copertura, realizzata con mattoni disposti di taglio (la struttura è visibile grazie alla presenza di distacco dell'intonaco).

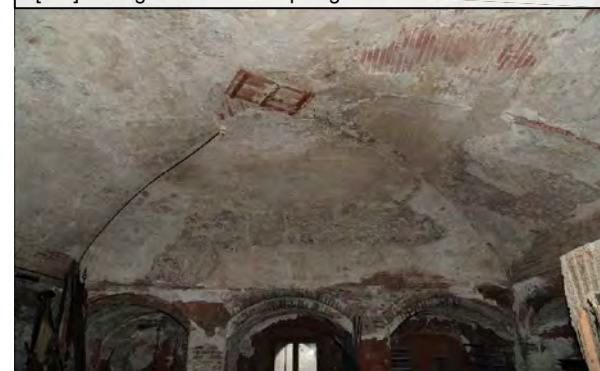
1.[H.1] Vista verso l'ingresso all'ultimo livello della torre








2.[H.1] Dettaglio di una delle nicchie

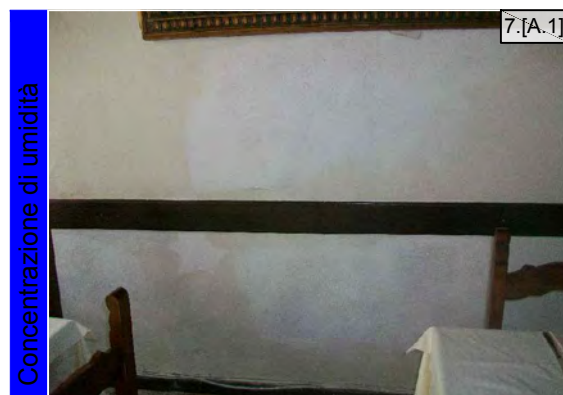
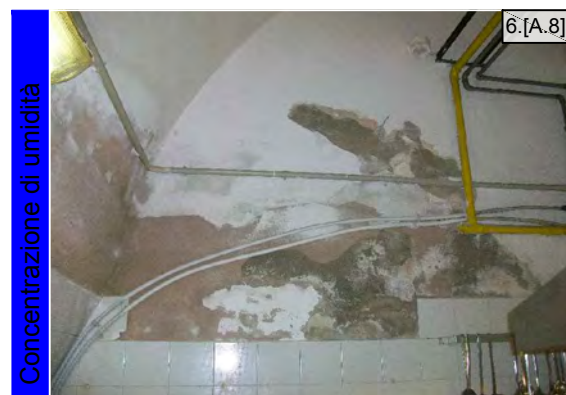
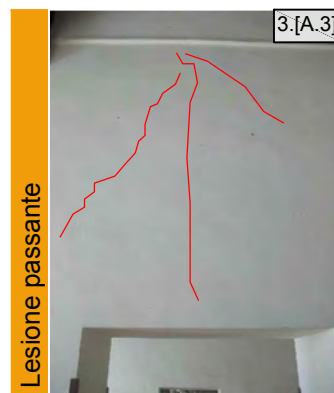
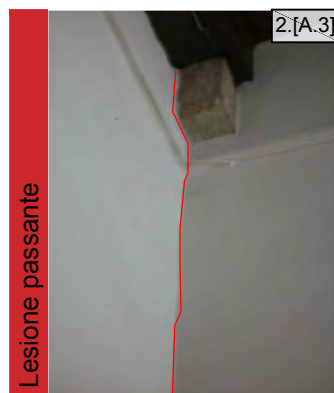
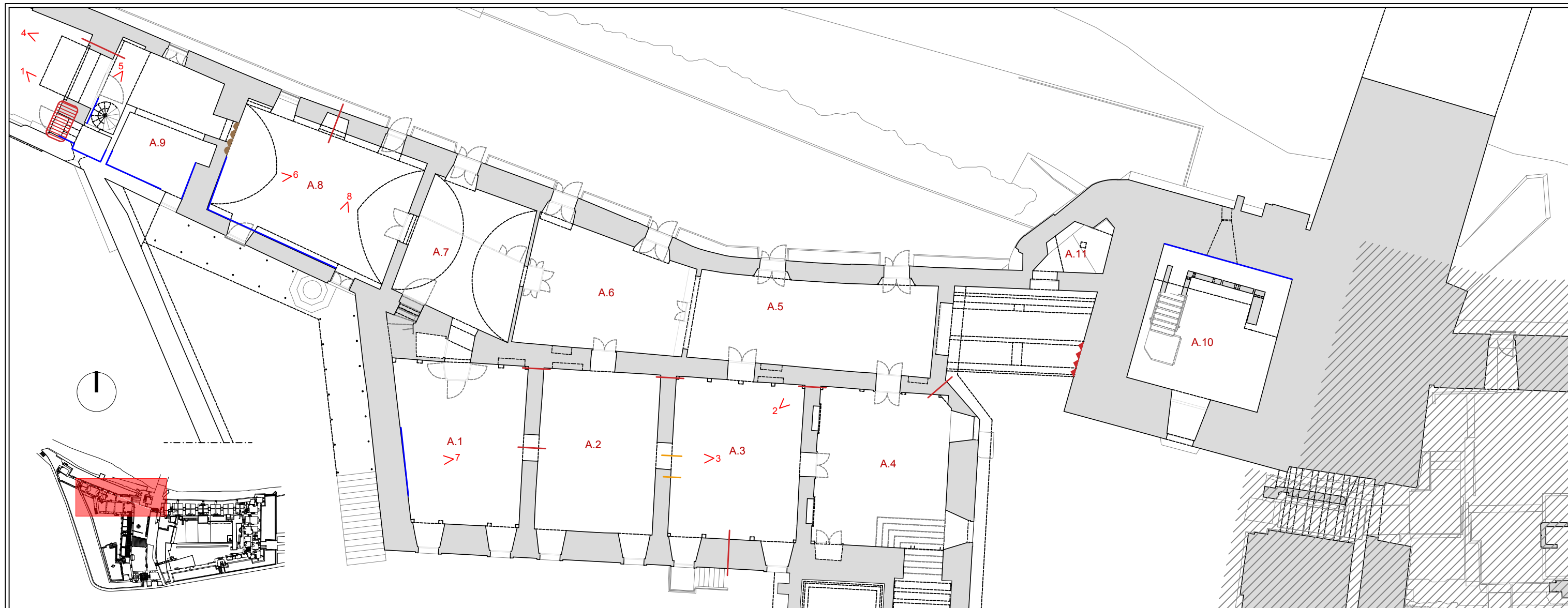


3.[H.1] Dettaglio della volta a padiglione



LEGENDA

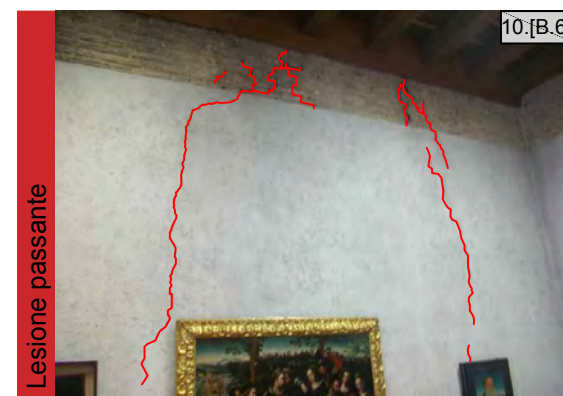
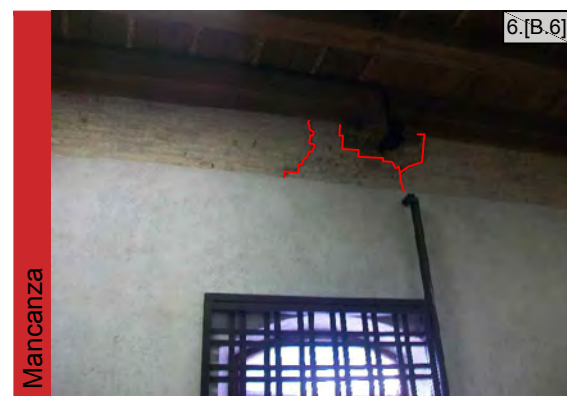
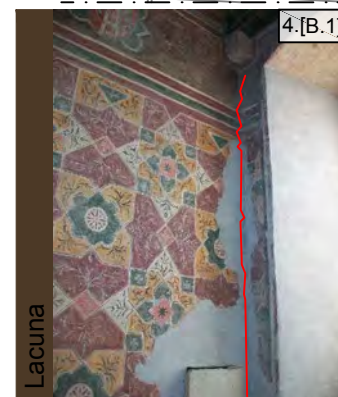
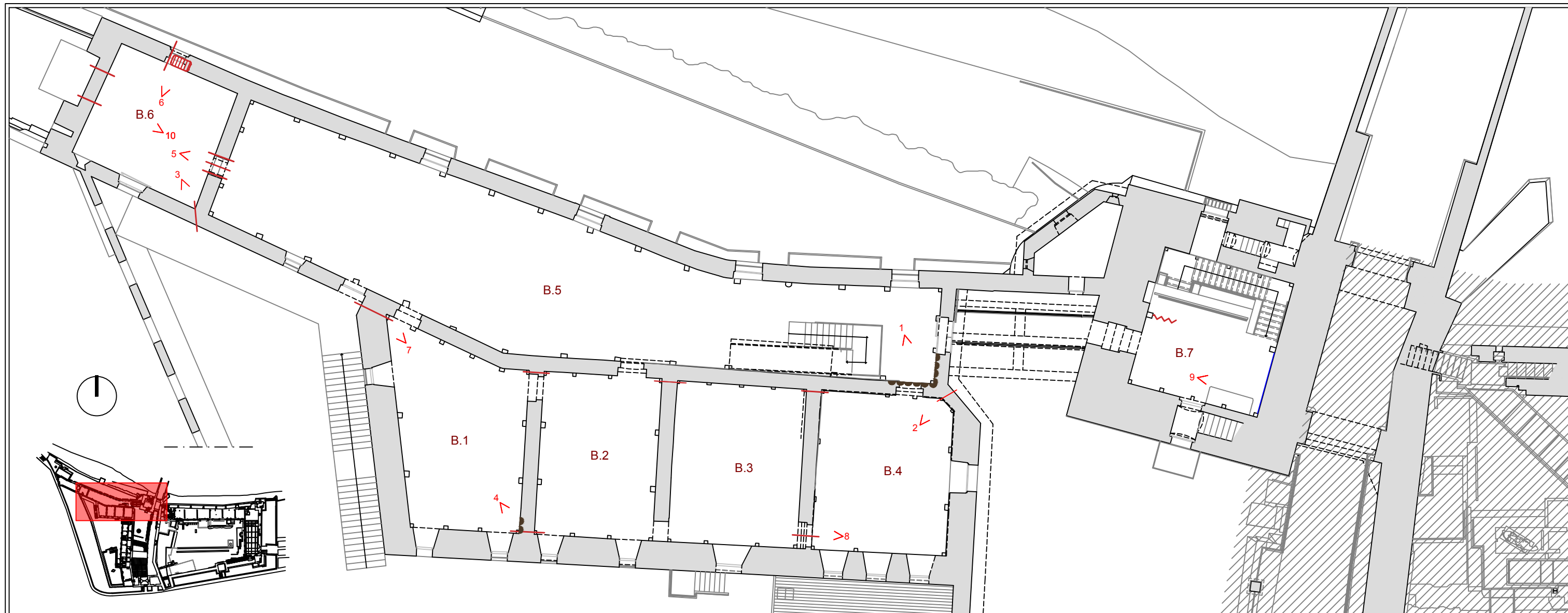
-  trave principale
-  trave secondaria
-  capriata
-  trave in calcestruzzo
-  orditura solaio legno
-  orditura solaio calcestruzzo
-  volta a botte
-  volta a crociera
-  muratura in pietra e ricorsi
-  muratura in mattoni
-  muratura non ispezionata



LEGENDA

	Lesione non passante		Distacco
	Lesione passante		Lacuna
	Fessura orizzontale		Mancanza
	Fessura solaio		Colatura
	Macchia		Concentrazione di umidità





LEGENDA

	Lesione non passante		Distacco
	Lesione passante		Lacuna
	Fessura orizzontale		Mancanza
	Fessura solaio		Colatura
	Macchia		Concentrazione di umidità



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

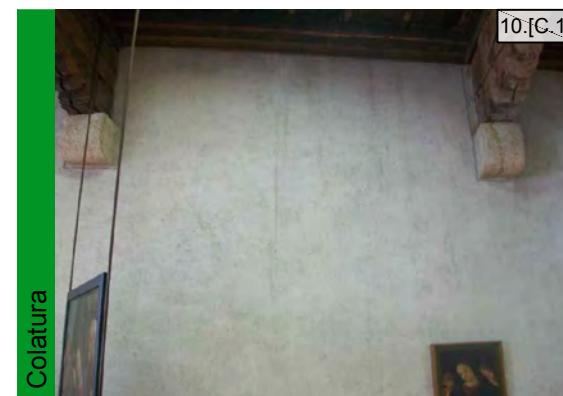
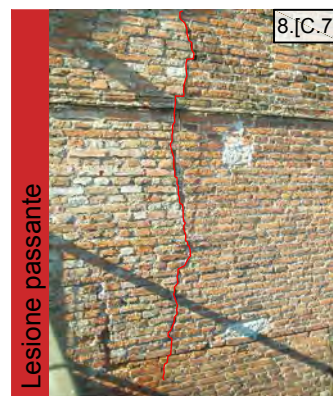
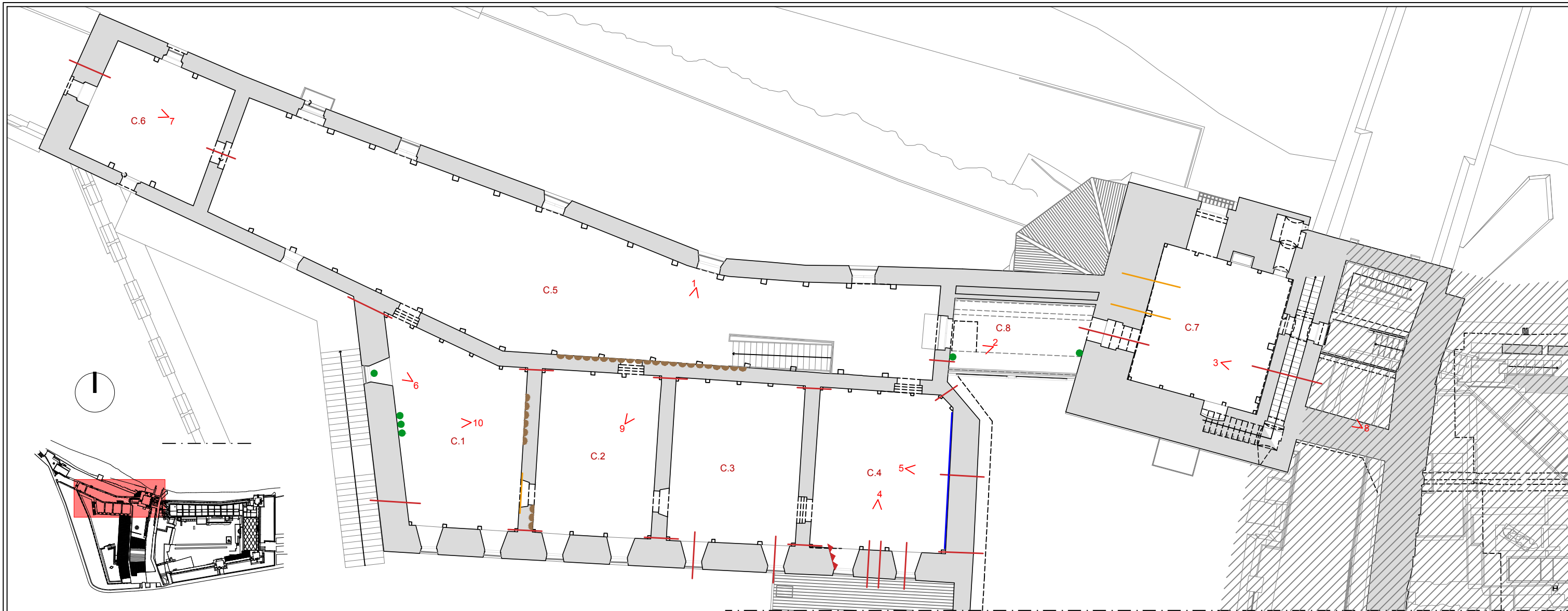
RILIEVO CRITICO DEL DANNO

STATO DI DEGRADO
Pianta piano primo

Scala 1:200

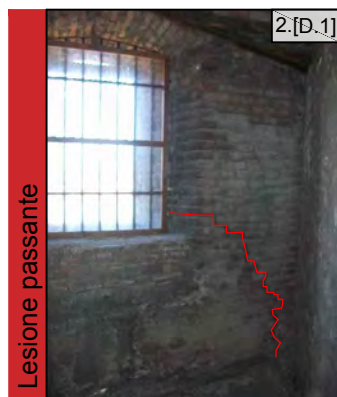
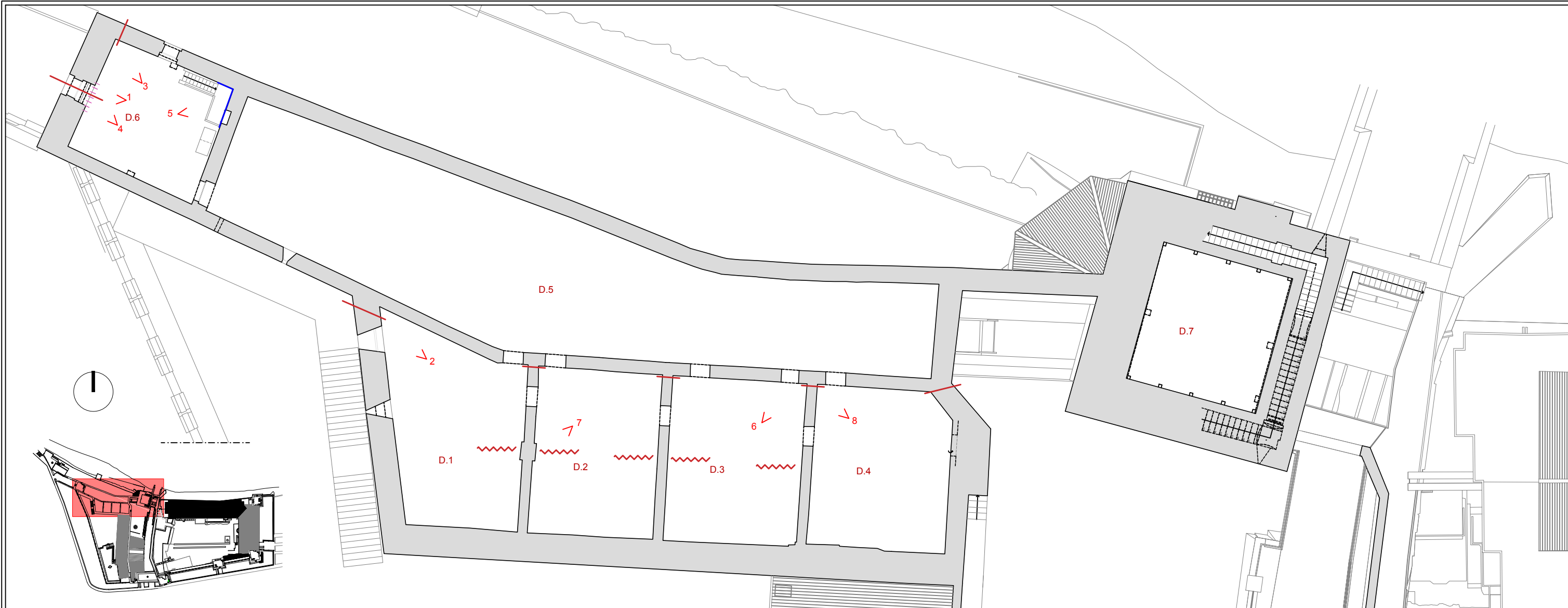
TAV.

6.02



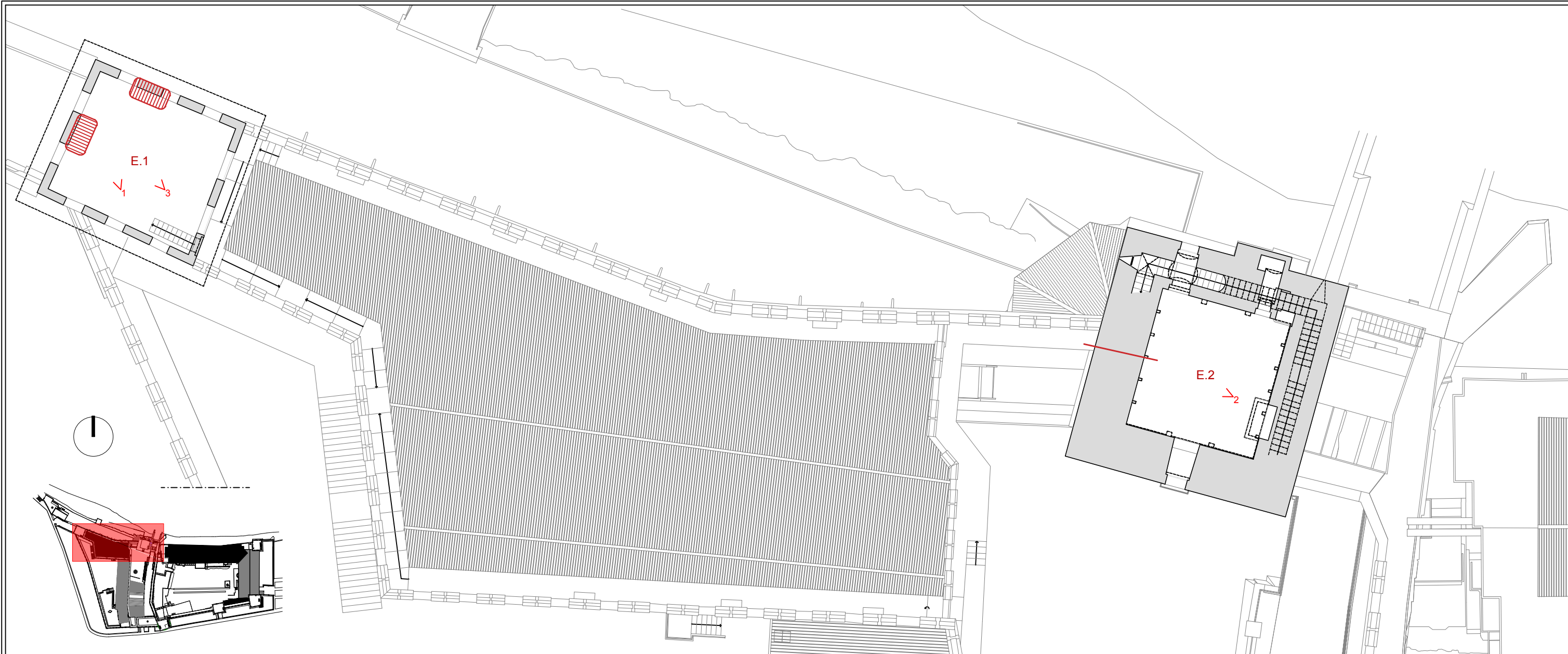
LEGENDA

	Lesione non passante		Distacco
	Lesione passante		Lacuna
	Fessura orizzontale		Mancanza
	Fessura solaio		Colatura
	Macchia		Concentrazione di umidità



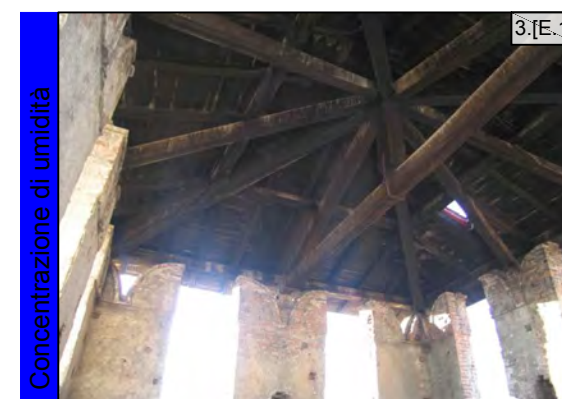
LEGENDA

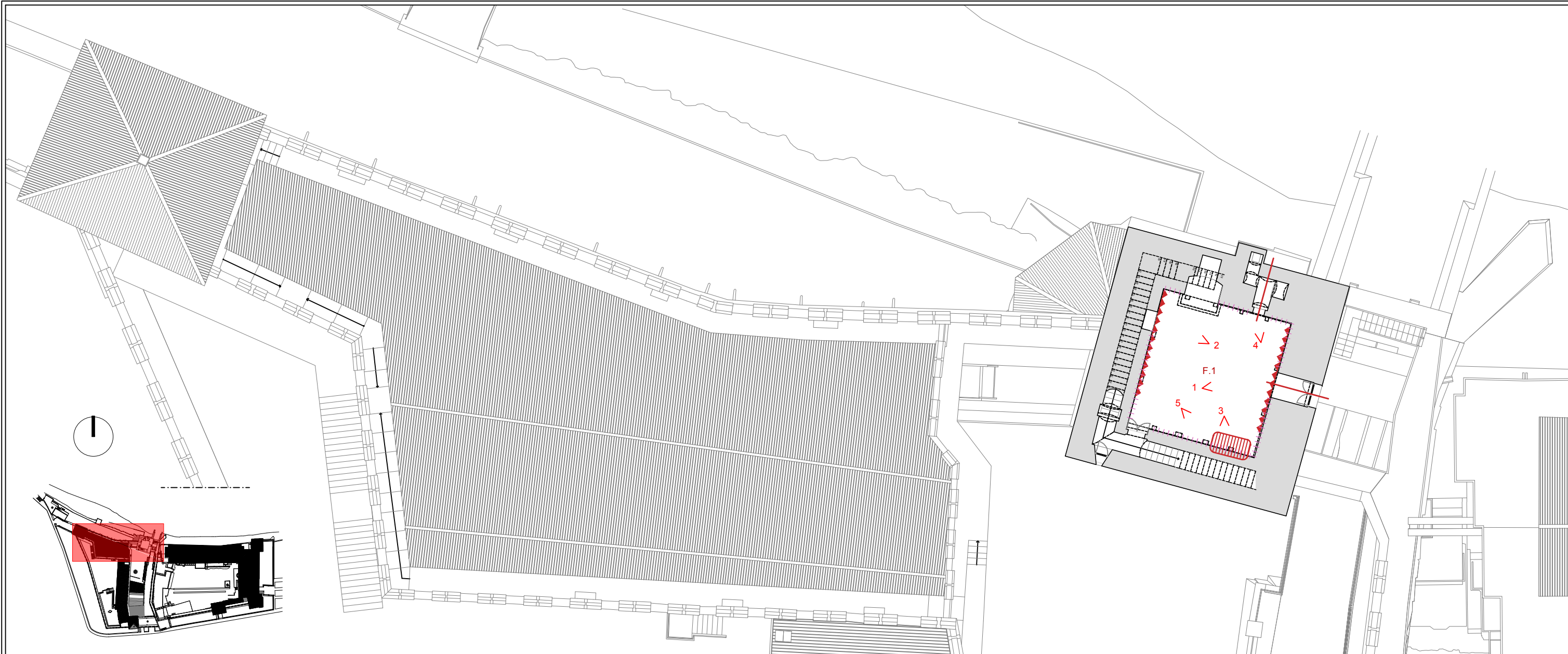
	Lesione non passante		Distacco
	Lesione passante		Lacuna
	Fessura orizzontale		Mancanza
	Fessura solaio		Colatura
	Macchia		Concentrazione di umidità



LEGENDA

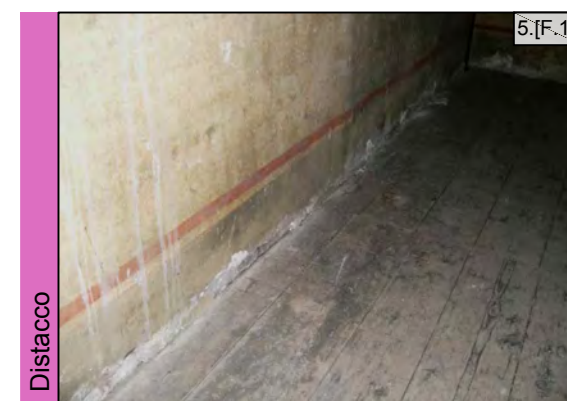
	Lesione non passante		Distacco
	Lesione passante		Lacuna
	Fessura orizzontale		Mancanza
	Fessura solaio		Colatura
	Macchia		Concentrazione di umidità

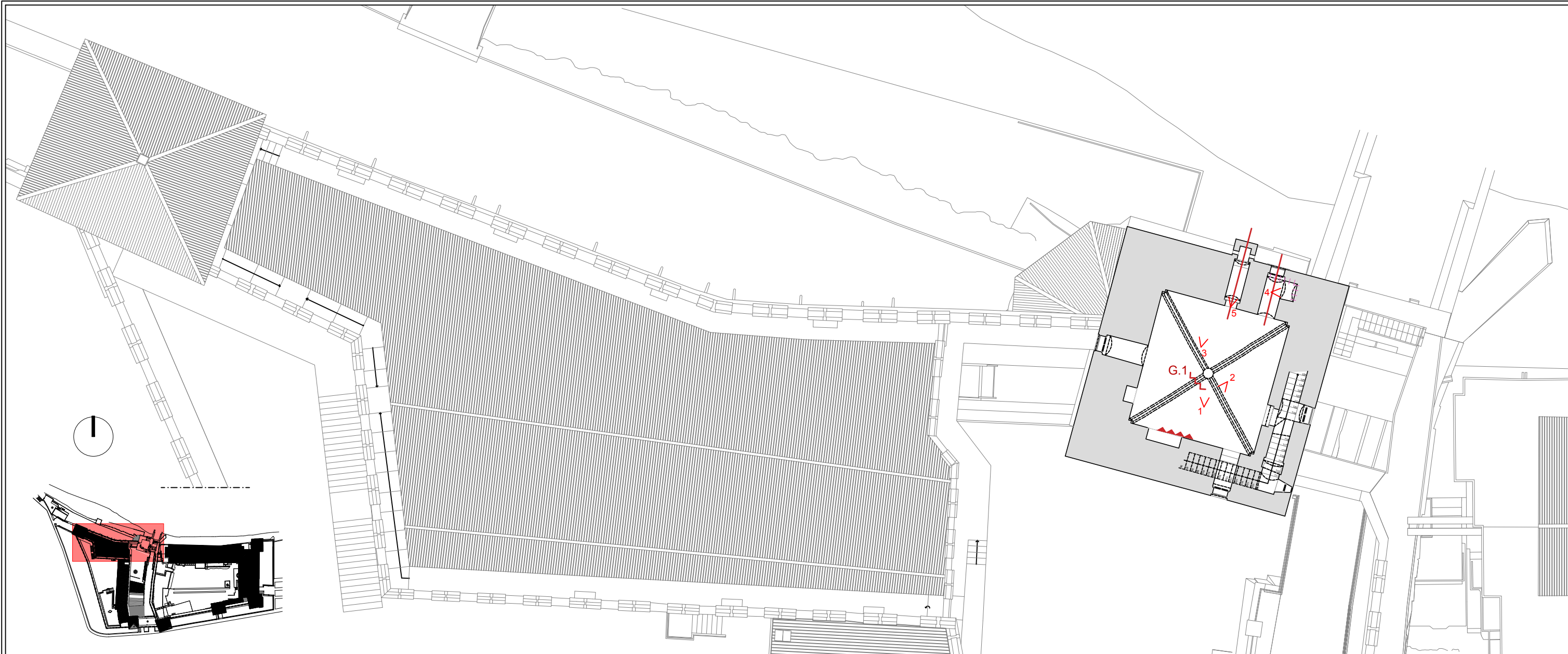




LEGENDA

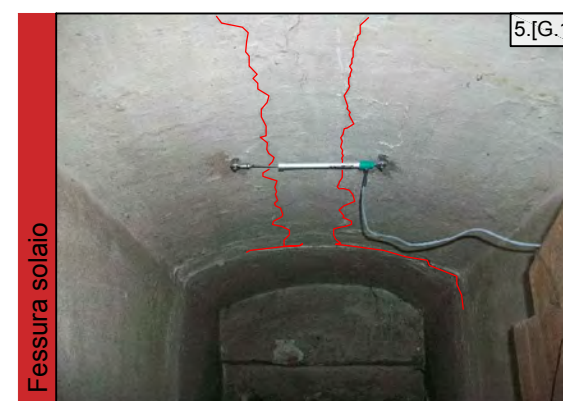
	Lesione non passante		Distacco
	Lesione passante		Lacuna
	Fessura orizzontale		Mancanza
	Fessura solaio		Colatura
	Macchia		Concentrazione di umidità





LEGENDA

	Lesione non passante		Distacco
	Lesione passante		Lacuna
	Fessura orizzontale		Mancanza
	Fessura solaio		Colatura
	Macchia		Concentrazione di umidità



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

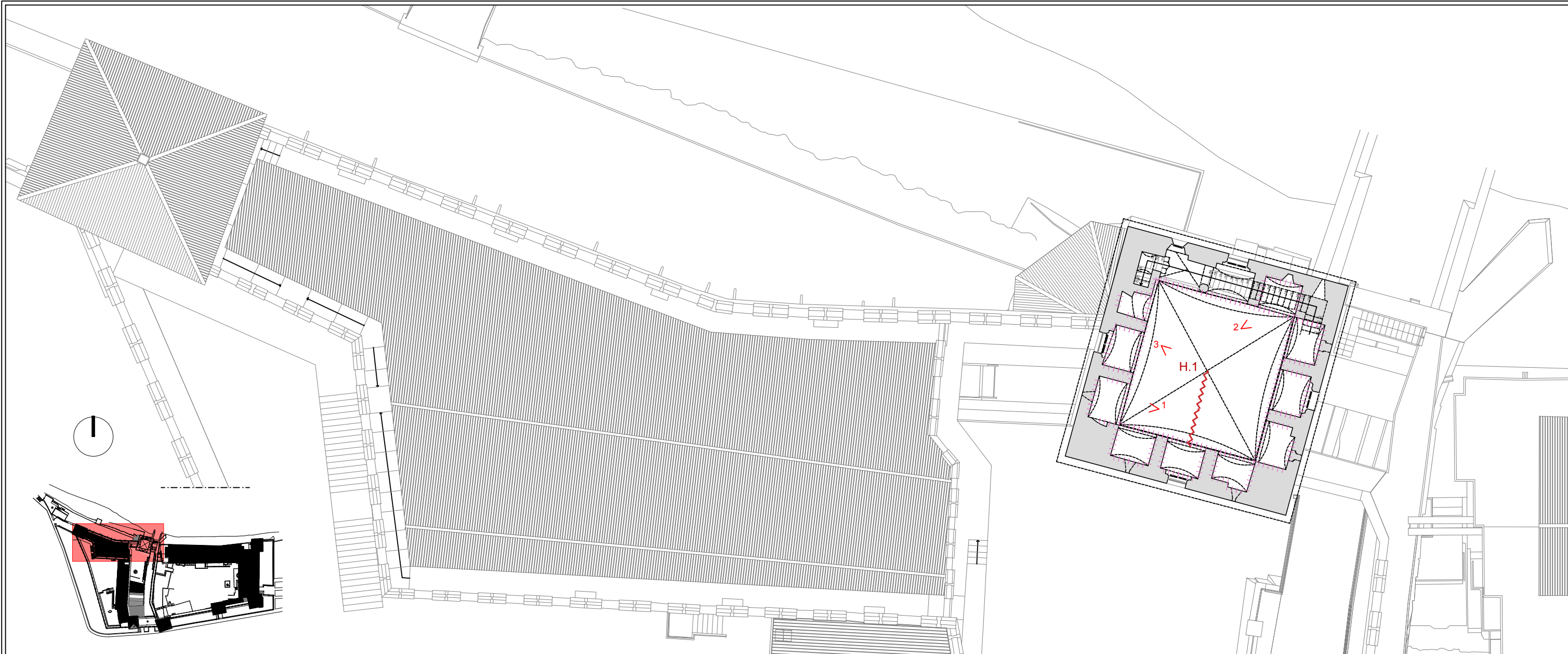
RILIEVO CRITICO DEL DANNO

STATO DI DEGRADO
Pianta piano quinto (Mastio)

Scala 1:200

TAV.

6.07



LEGENDA

	Lesione non passante		Distacco
	Lesione passante		Lacuna
	Fessura orrizzontale		Mancanza
	Fessura solaio		Colatura
	Macchia		Concentrazione di umidità



Distacco



Distacco



Fessura solaio



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO CRITICO DEL DANNO

STATO DI DEGRADO
Pianta piano sesto (Mastio)

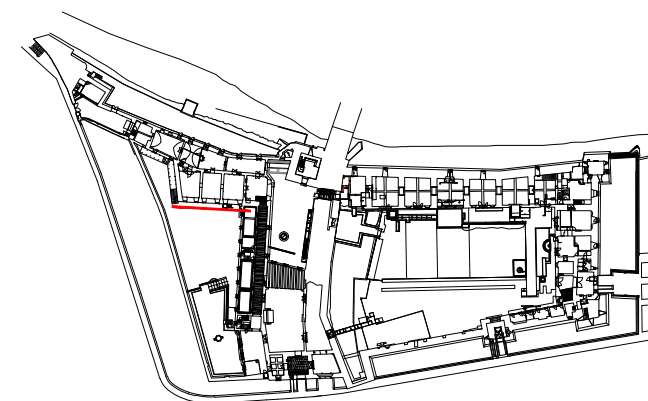
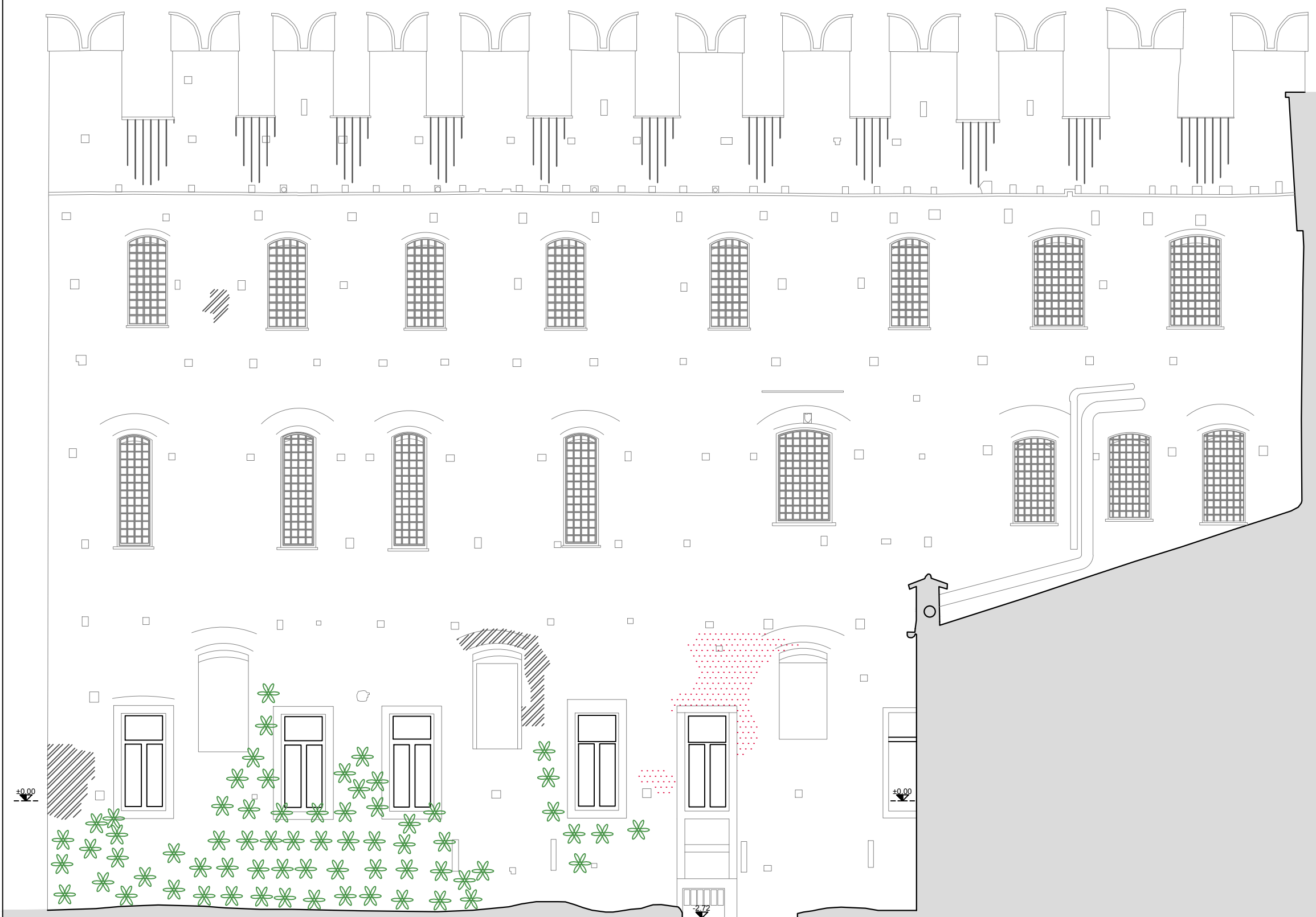
Scala 1:200

TAV.

6.08

LEGENDA

- Alterazione cromatica
- Colatura
- Crosta
- Deposito superficiale
- Erosione
- Efflorescenza
- Fessurazione/ Fratturazione
- Lacuna
- Macchia
- Mancanza
- Patina
- Patina biologica
- Presenza di vegetazione



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO CRITICO DEL DANNO

STATO DI DEGRADO
Prospetto Sud Reggia

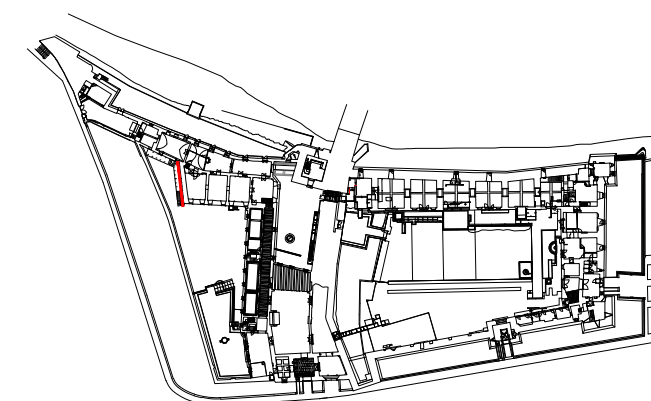
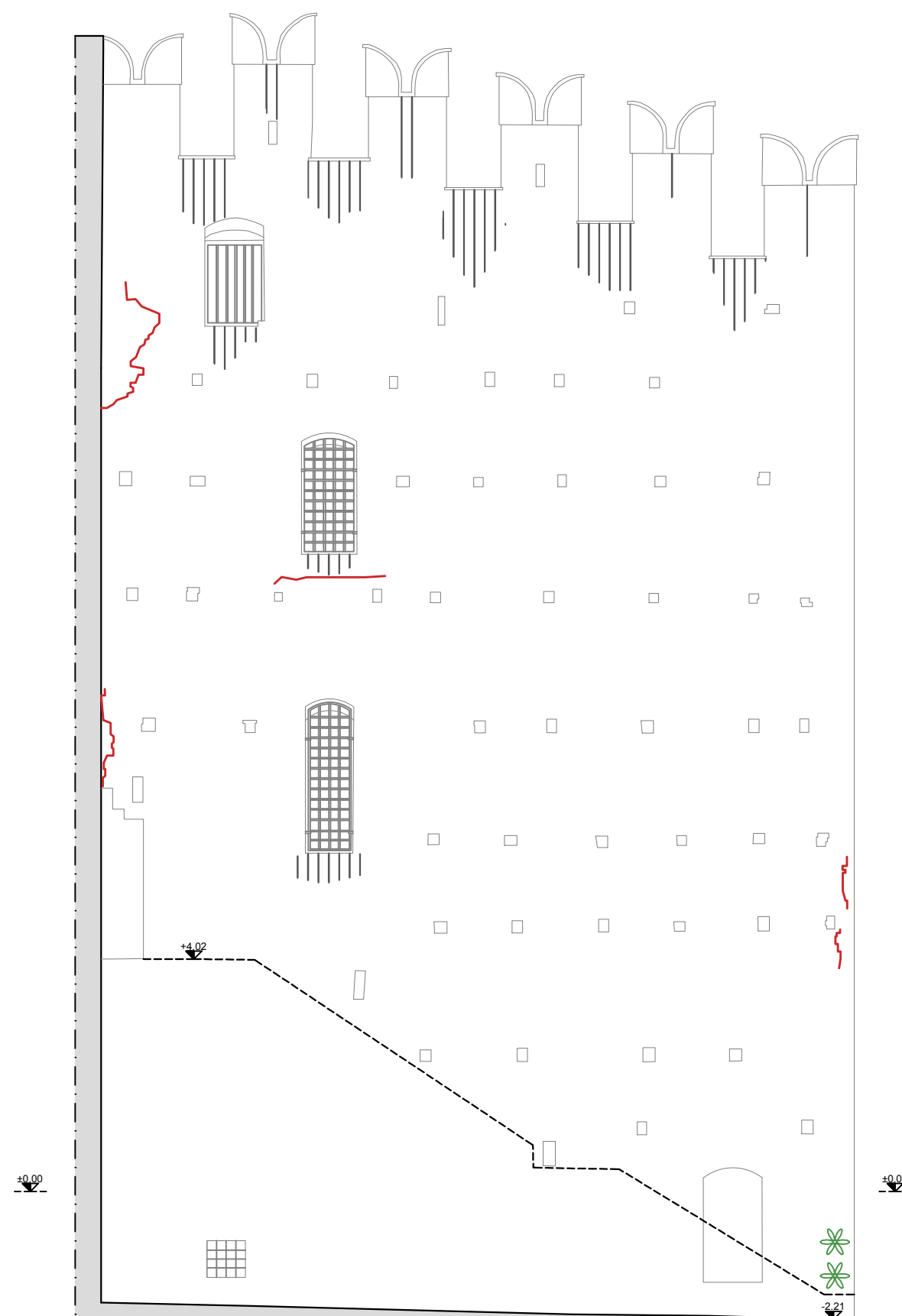
Scala 1:100

TAV.

6.09

LEGENDA

- Alterazione cromatica
- Colatura
- Crosta
- Deposito superficiale
- Erosione
- Efflorescenza
- Fessurazione/ Fratturazione
- Lacuna
- Macchia
- Mancanza
- Patina
- Patina biologica
- Presenza di vegetazione



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

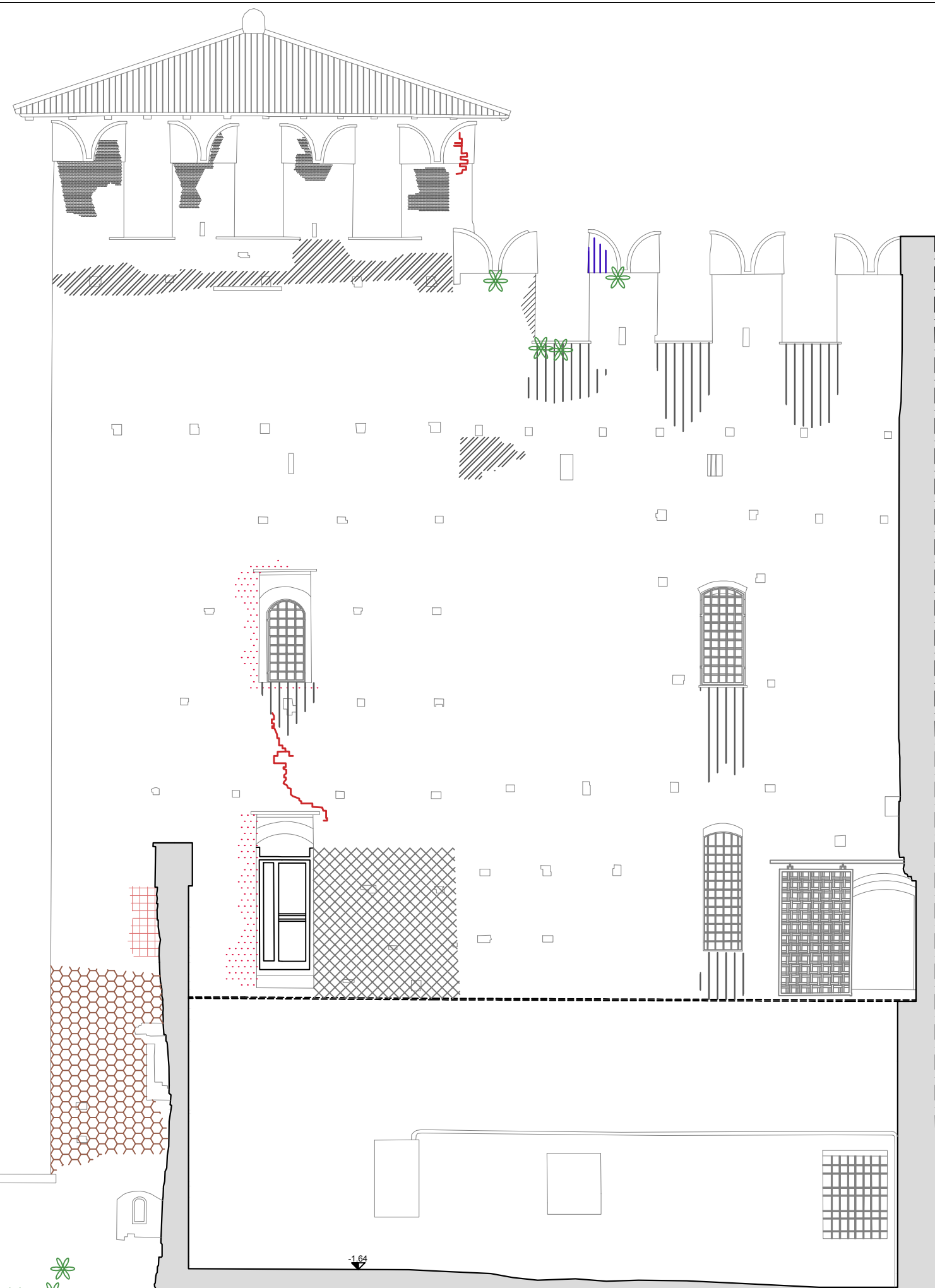
RILIEVO CRITICO DEL DANNO

STATO DI DEGRADO
Prospetto Sud - Ovest Reggia

Scala 1:100

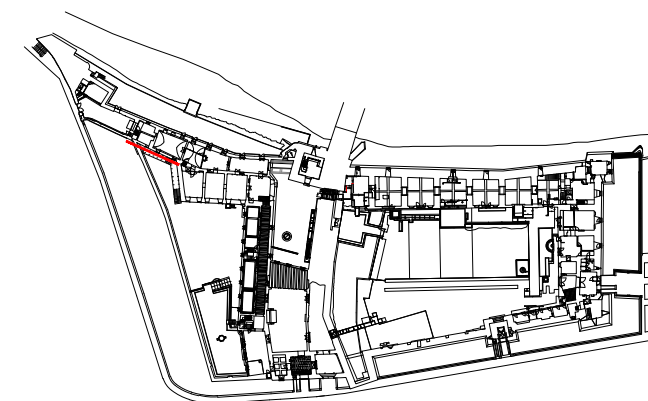
TAV.

6.10



LEGENDA

- Alterazione cromatica
- Colatura
- Crosta
- Deposito superficiale
- Erosione
- Efflorescenza
- Fessurazione/ Fratturazione
- Lacuna
- Macchia
- Mancanza
- Patina
- Patina biologica
- Presenza di vegetazione



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

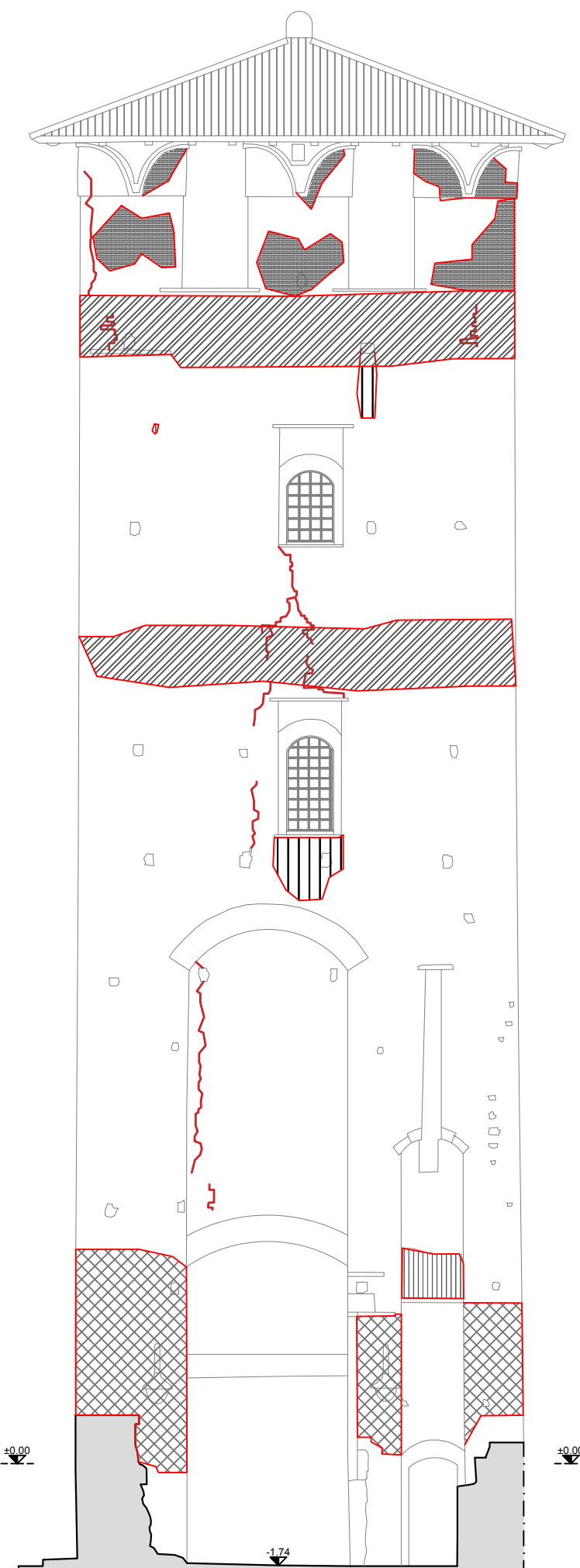
RILIEVO CRITICO DEL DANNO

STATO DI DEGRADO
Prospetto Sud - Ovest Reggia

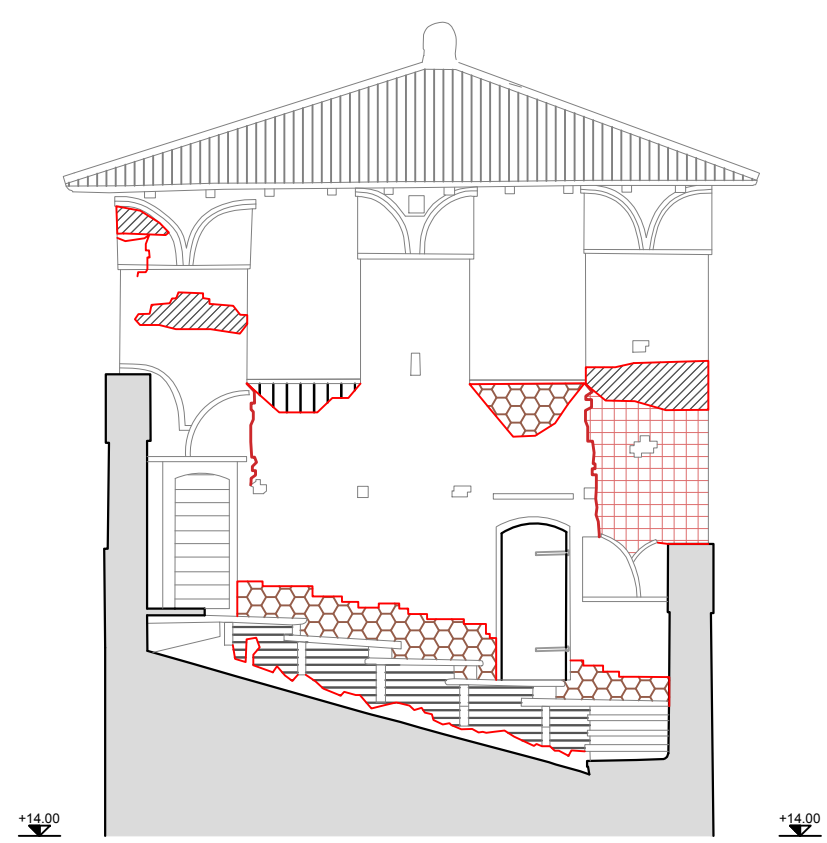
Scala 1:100

TAV.

6.11

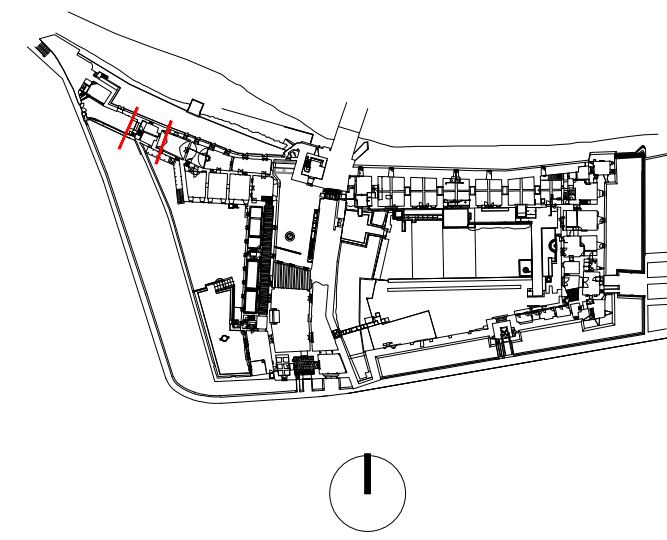


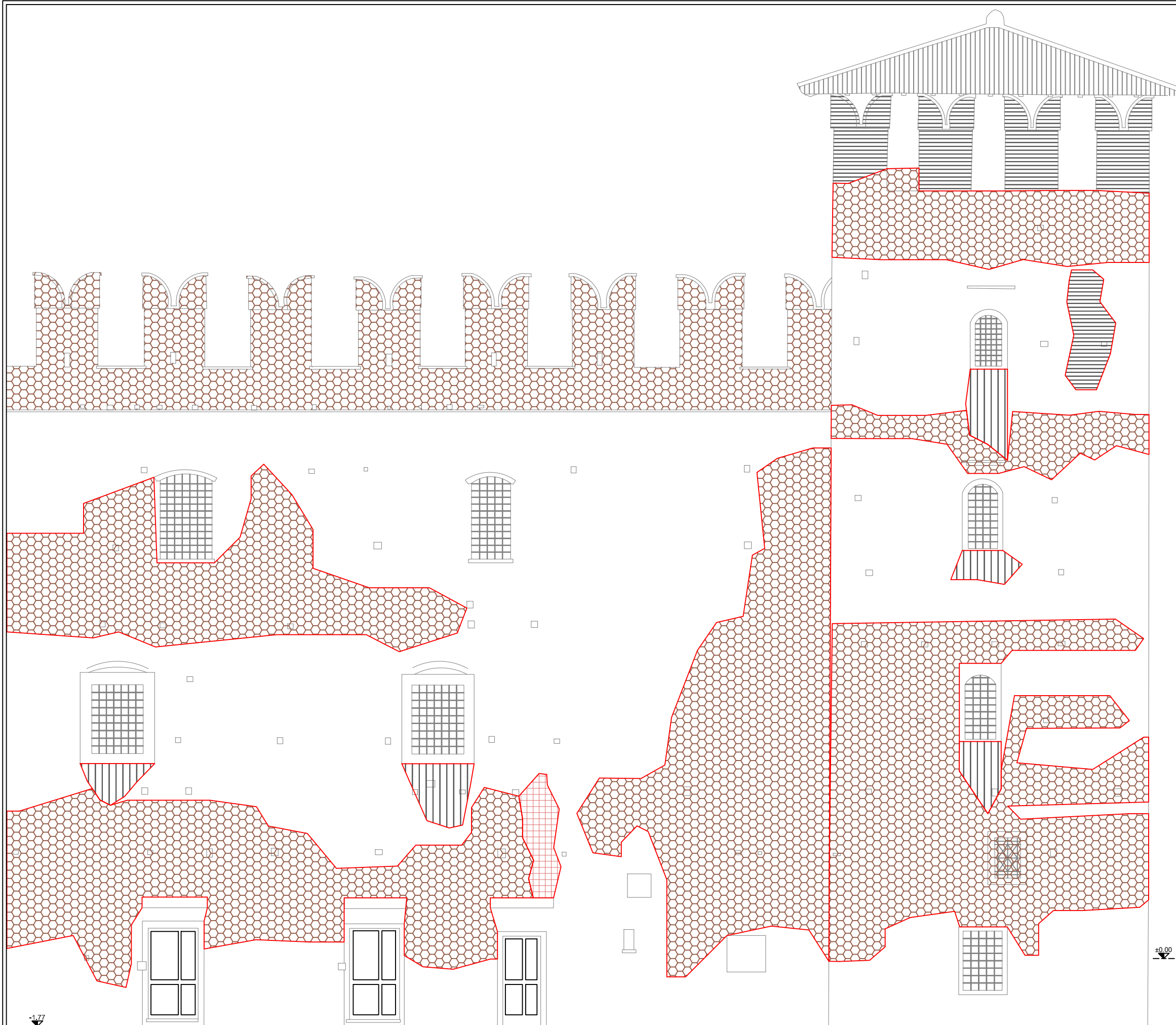
Prospetto Est



Prospetto Ovest

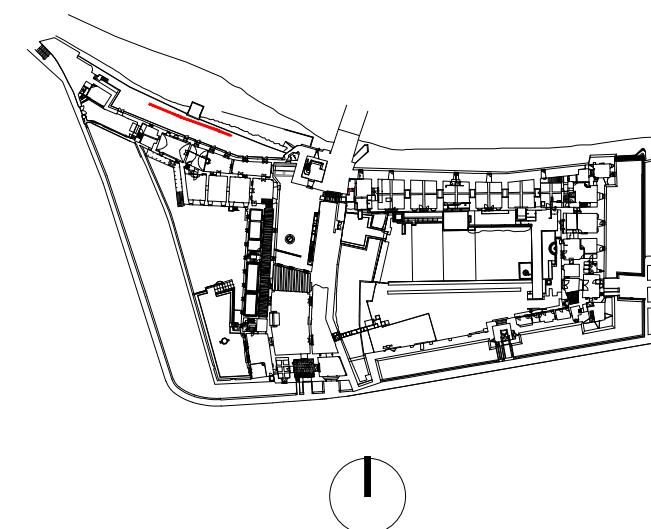
- LEGENDA**
- Alterazione cromatica
 - Colatura
 - Crosta
 - Deposito superficiale
 - Erosione
 - Efflorescenza
 - Fessurazione/ Fratturazione
 - Lacuna
 - Macchia
 - Mancanza
 - Patina
 - Patina biologica
 - Presenza di vegetazione





LEGENDA

- Alterazione cromatica
- Colatura
- Crosta
- Deposito superficiale
- Erosione
- Efflorescenza
- Fessurazione/ Fratturazione
- Lacuna
- Macchia
- Mancanza
- Patina
- Patina biologica
- Presenza di vegetazione



-1.77

±0.00



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO CRITICO DEL DANNO

STATO DI DEGRADO
Prospetti Nord Reggia

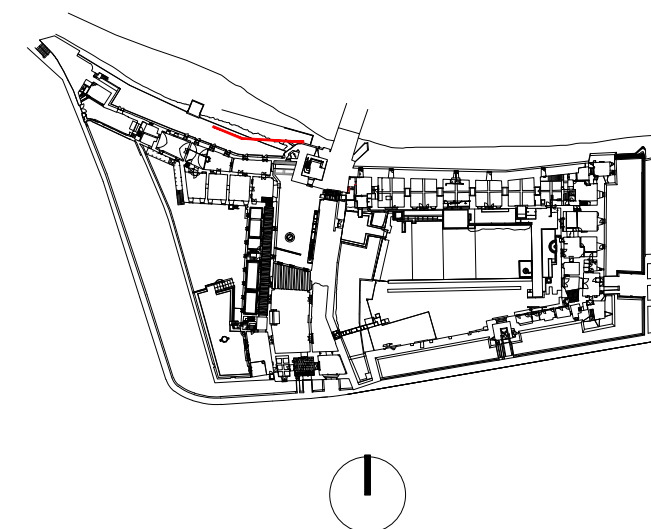
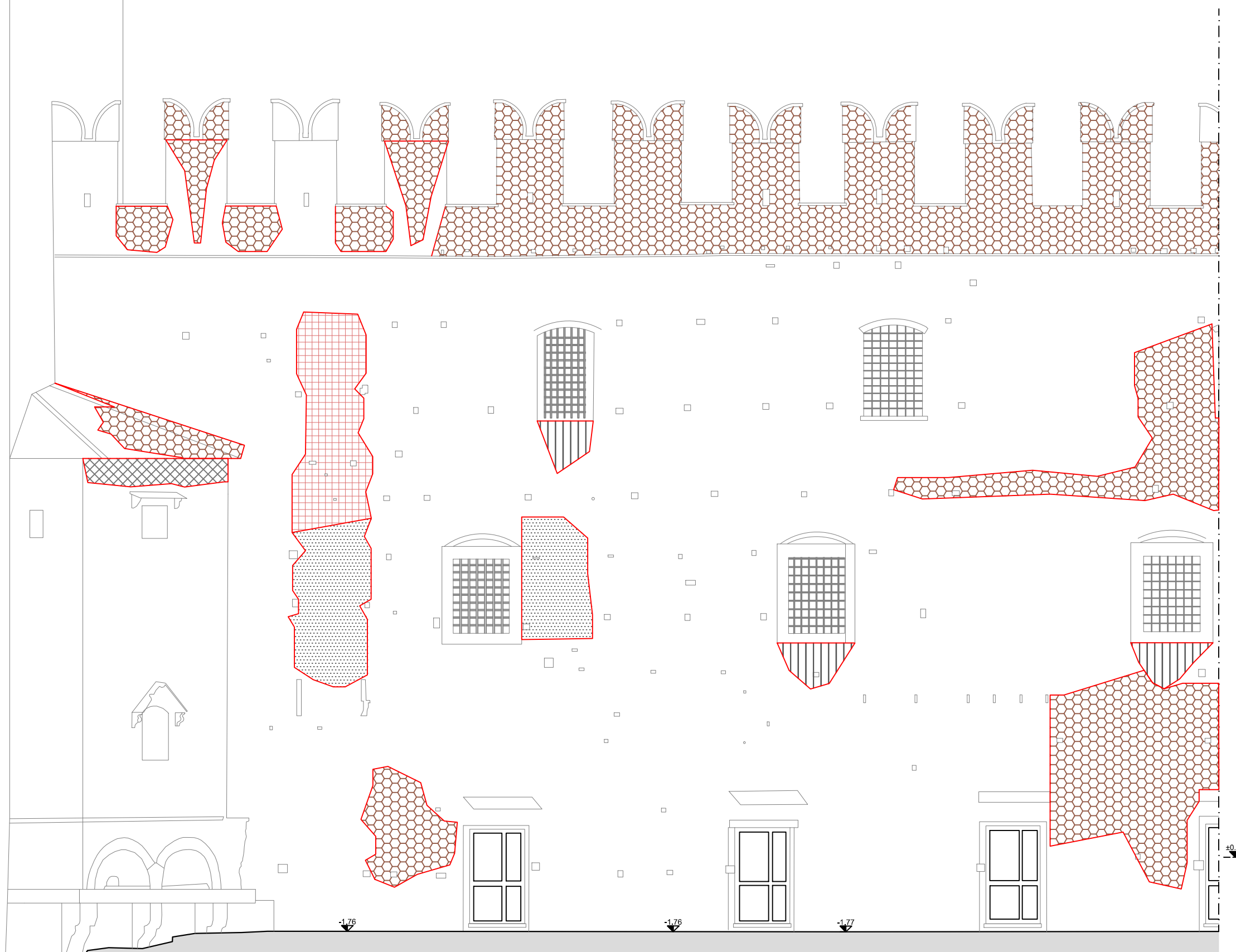
Scala 1:100

TAV.

6.13

LEGENDA

- Alterazione cromatica
- Colatura
- Crosta
- Deposito superficiale
- Erosione
- Efflorescenza
- Fessurazione/ Fratturazione
- Lacuna
- Macchia
- Mancanza
- Patina
- Patina biologica
- Presenza di vegetazione



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO CRITICO DEL DANNO

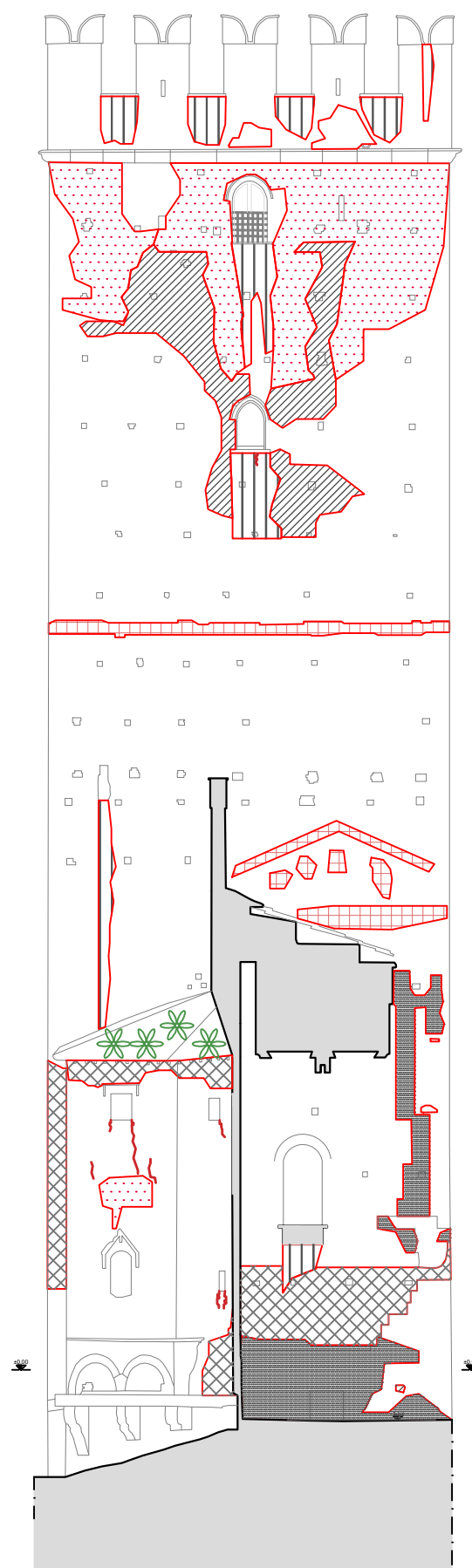
STATO DI DEGRADO
Prospetti Nord Reggia

Scala 1:100

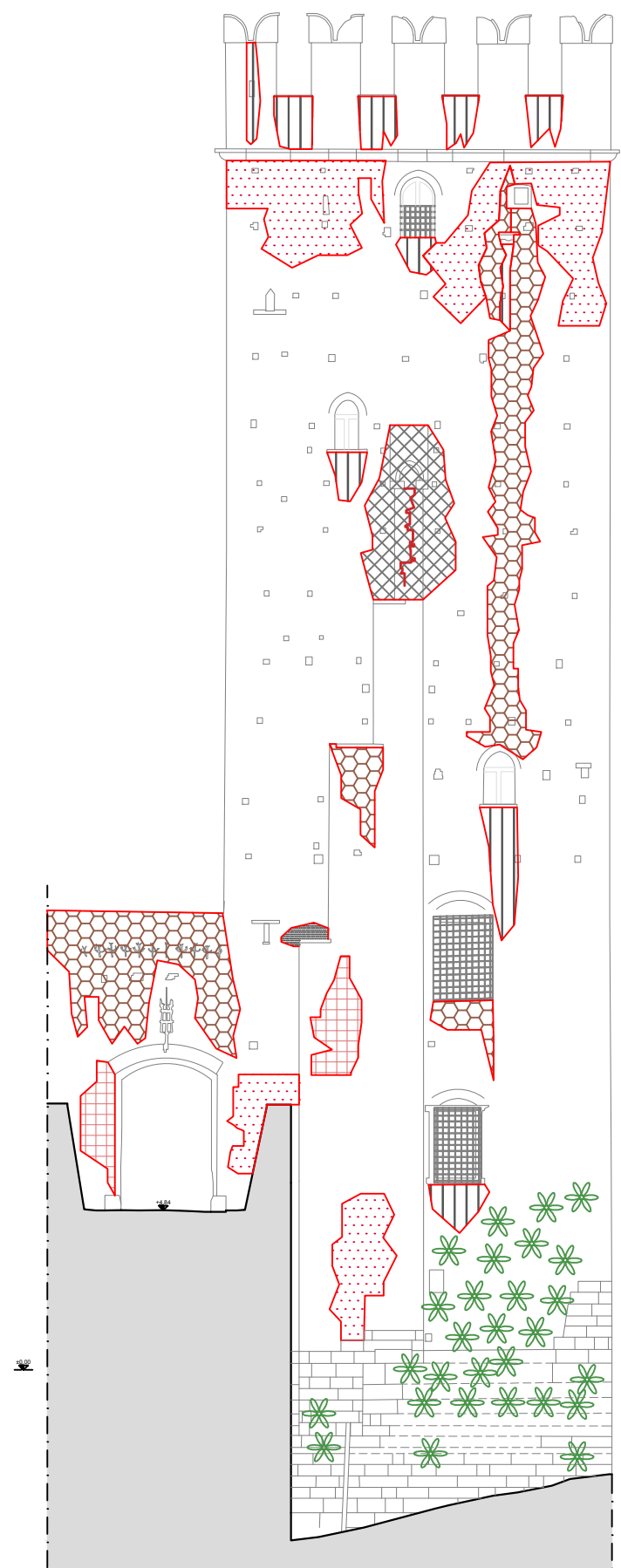
TAV.

6.14

Prospetto Ovest

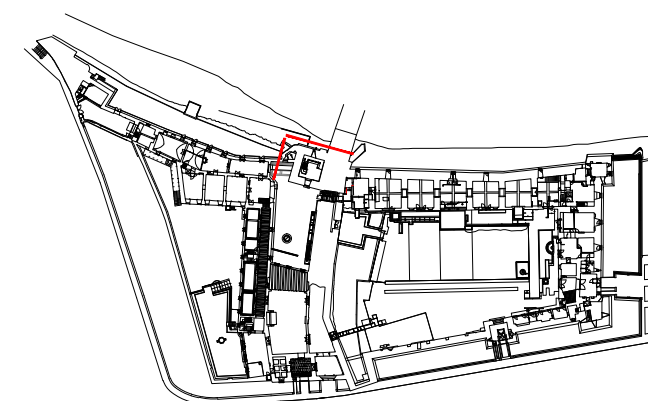


Prospetto Nord

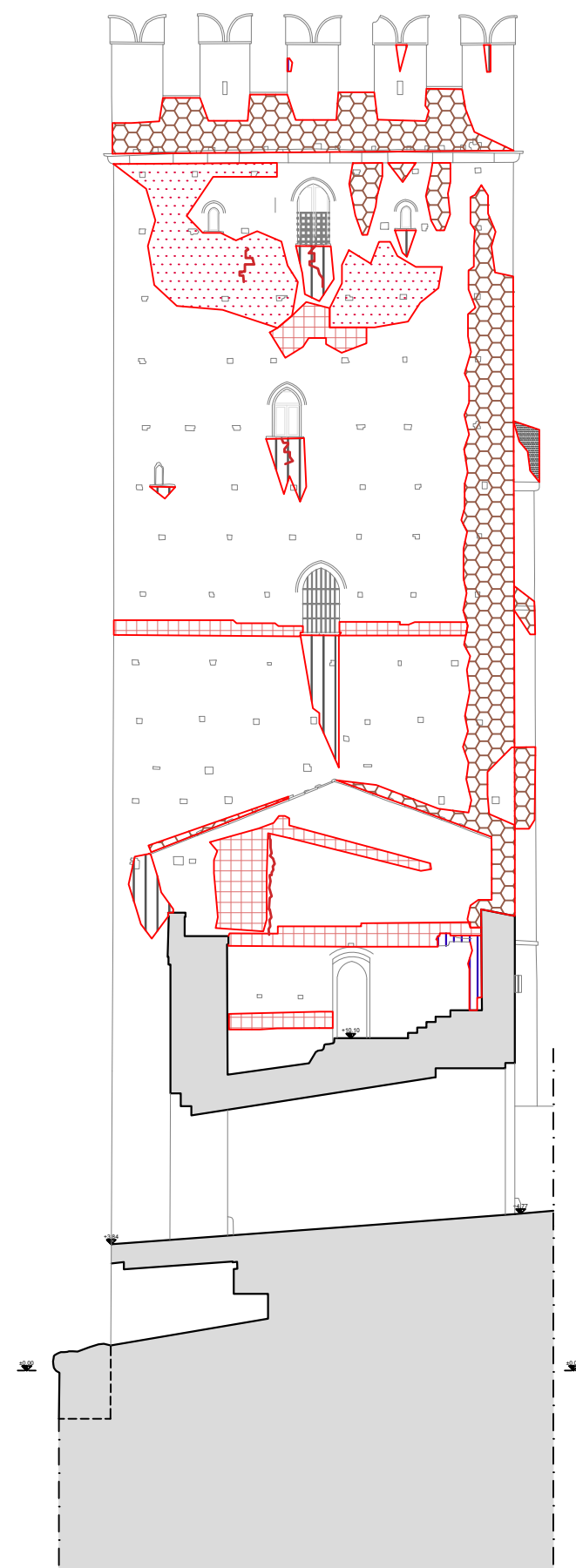


LEGENDA

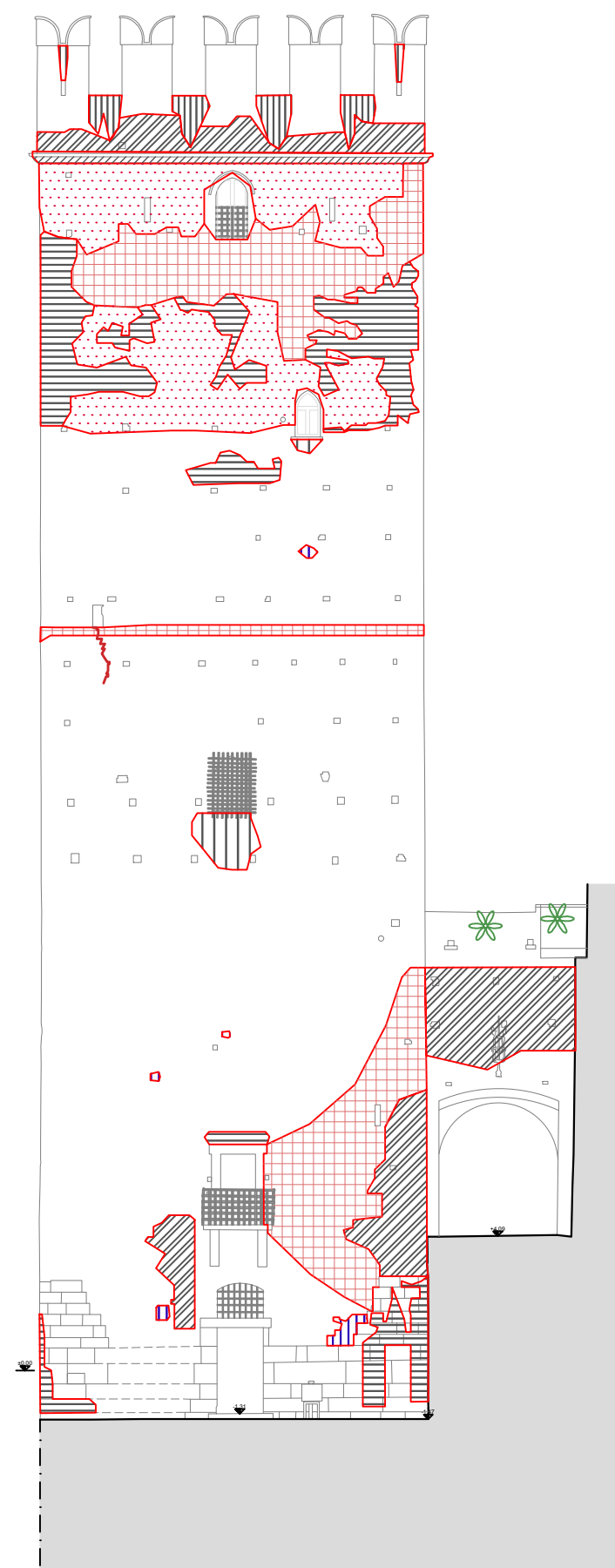
-  Alterazione cromatica
-  Colatura
-  Crosta
-  Deposito superficiale
-  Erosione
-  Efflorescenza
-  Fessurazione/ Fratturazione
-  Lacuna
-  Macchia
-  Mancanza
-  Patina
-  Patina biologica
-  Presenza di vegetazione



Prospetto Est

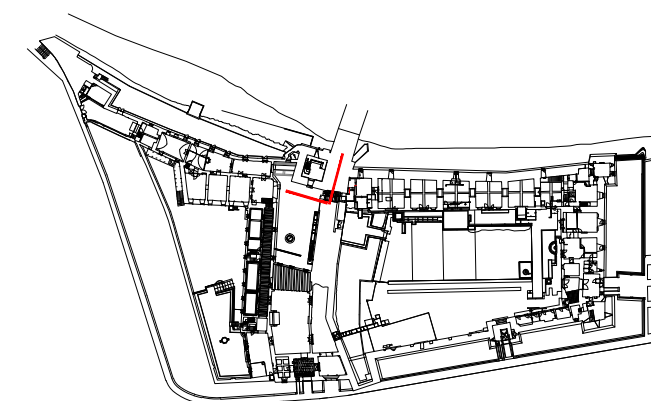


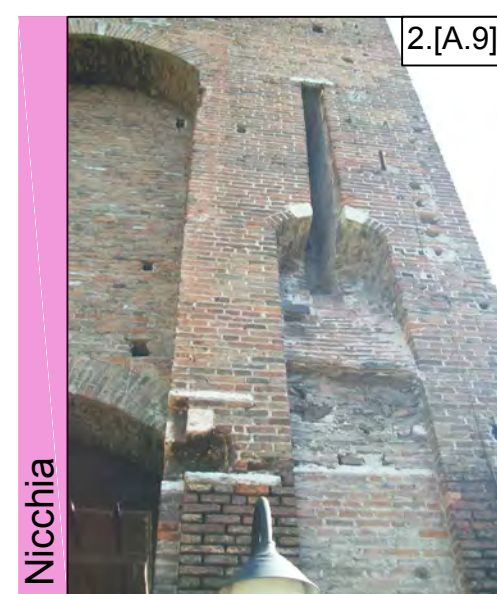
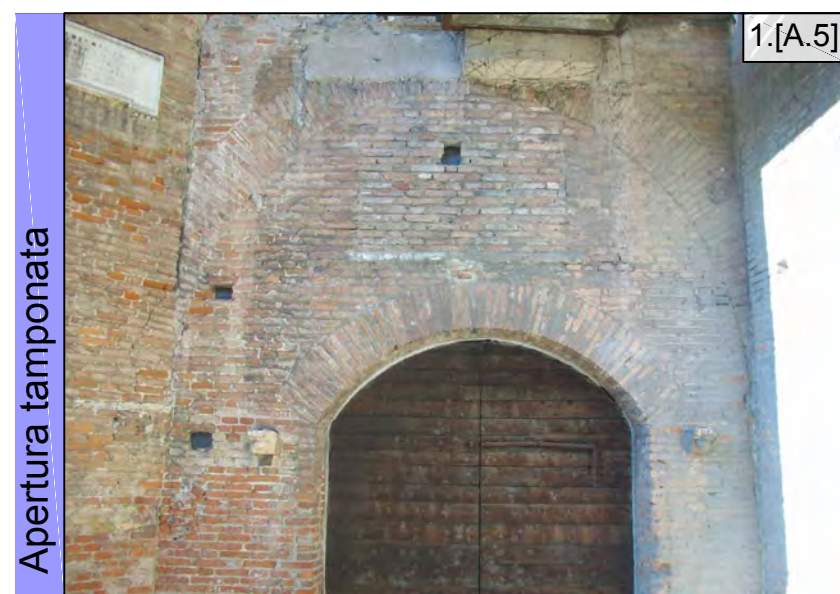
Prospetto Sud



LEGENDA

-  Alterazione cromatica
-  Colatura
-  Crosta
-  Deposito superficiale
-  Erosione
-  Efflorescenza
-  Fessurazione/ Fratturazione
-  Lacuna
-  Macchia
-  Mancanza
-  Patina
-  Patina biologica
-  Presenza di vegetazione





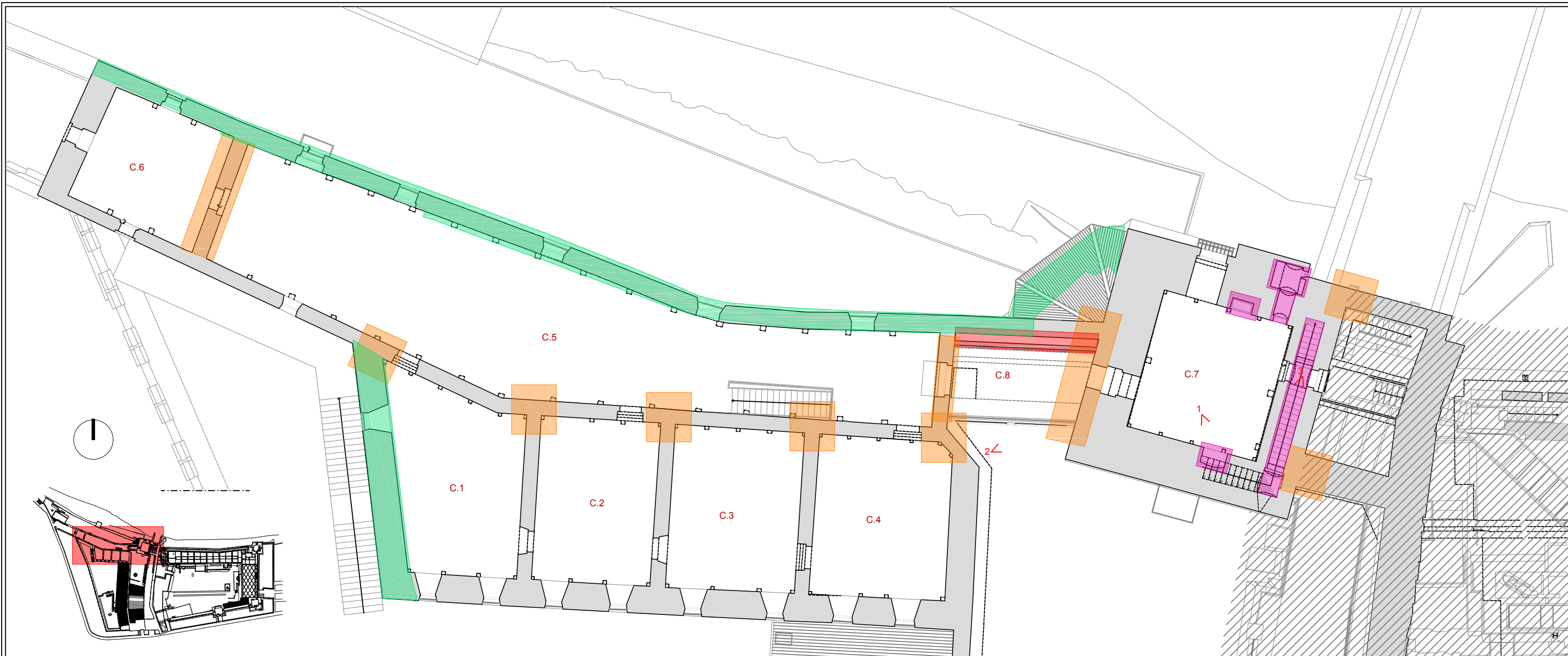
LEGENDA

- Presenza di cavedi impiantistici
- Presenza di cavità o nicchie
- Presenza di aperture tamponate
- Setti non allineati
- Muri in comune



LEGENDA

- Presenza di cavedi impiantistici
- Presenza di cavità o nicchie
- Presenza di aperture tamponate
- Setti non allineati
- Muri in comune



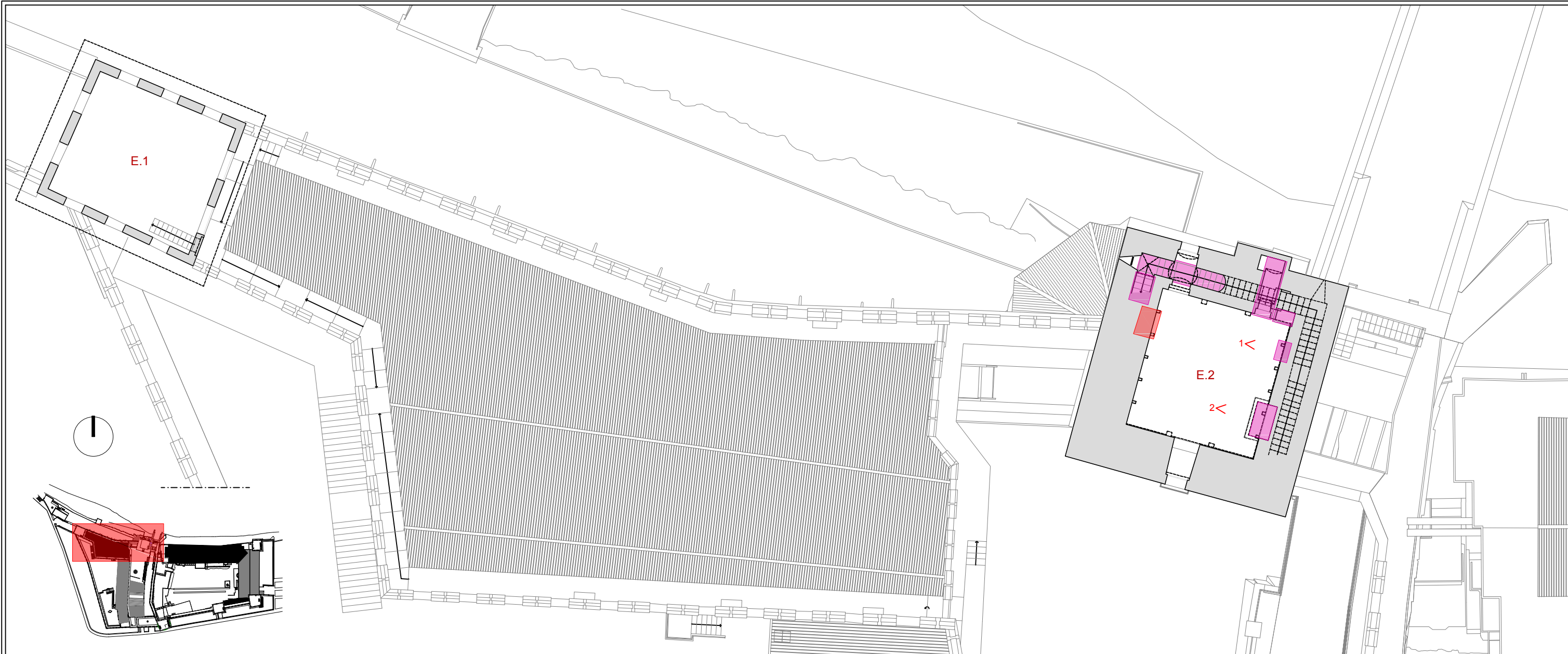
LEGENDA

- Presenza di cavedi impiantistici
- Presenza di cavità o nicchie
- Presenza di aperture tamponate
- Setti non allineati
- Muri in comune



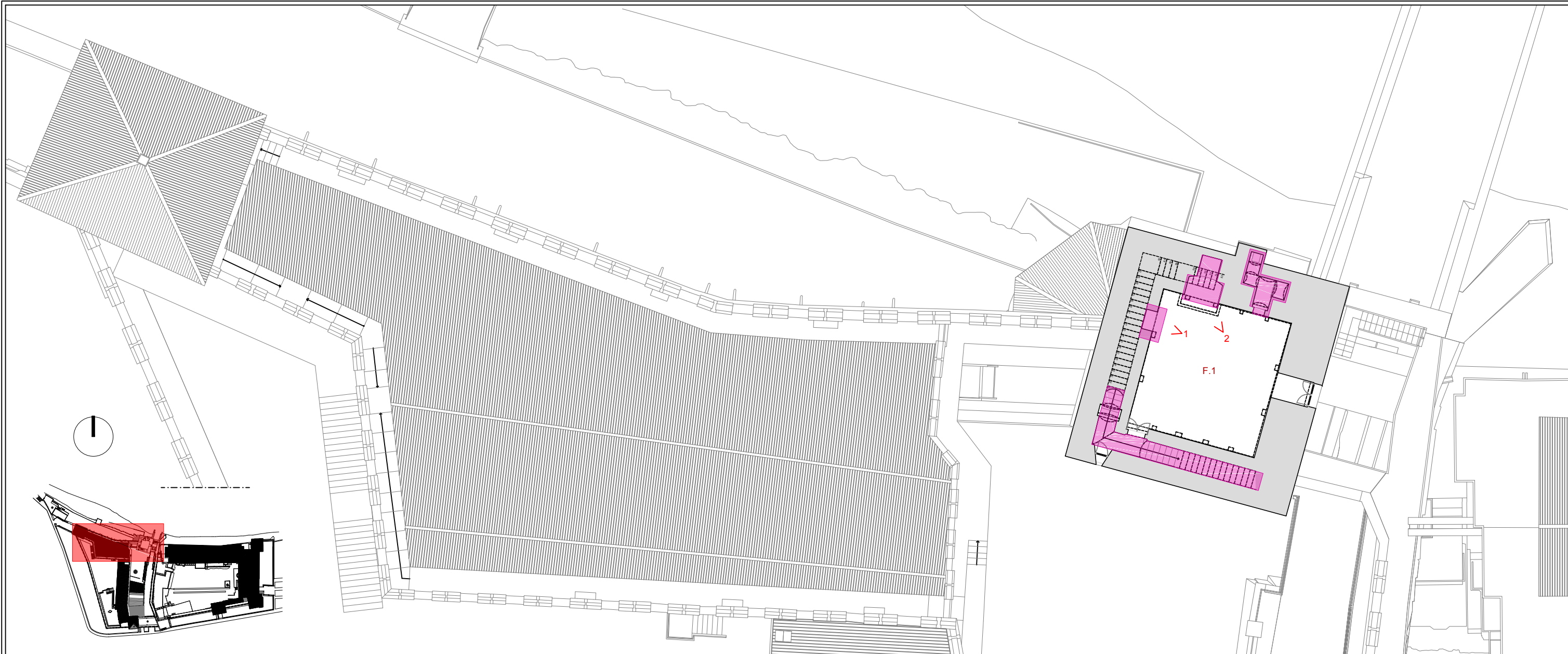
LEGENDA

- Presenza di cavedi impiantistici
- Presenza di cavità o nicchie
- Presenza di aperture tamponate
- Setti non allineati
- Muri in comune



LEGENDA

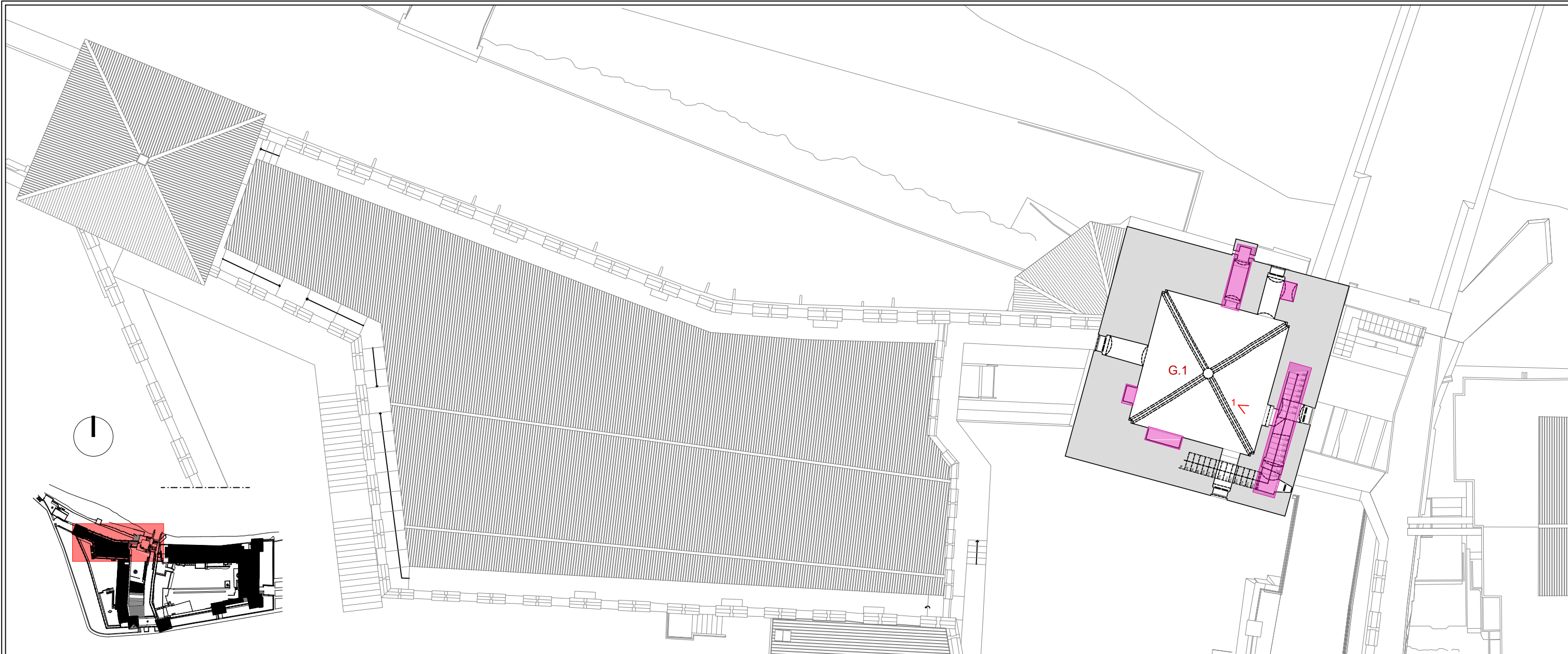
- Presenza di cavedi impiantistici
- Presenza di cavità o nicchie
- Presenza di aperture tamponate
- Setti non allineati
- Muri in comune



LEGENDA

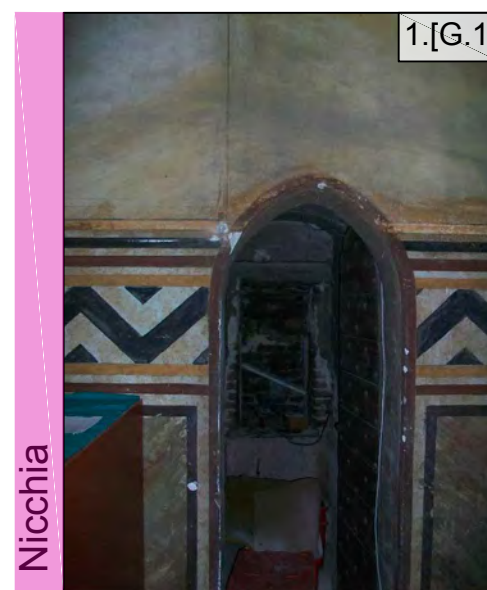
- Presenza di cavedi impiantistici
- Presenza di cavità o nicchie
- Presenza di aperture tamponate
- Setti non allineati
- Muri in comune



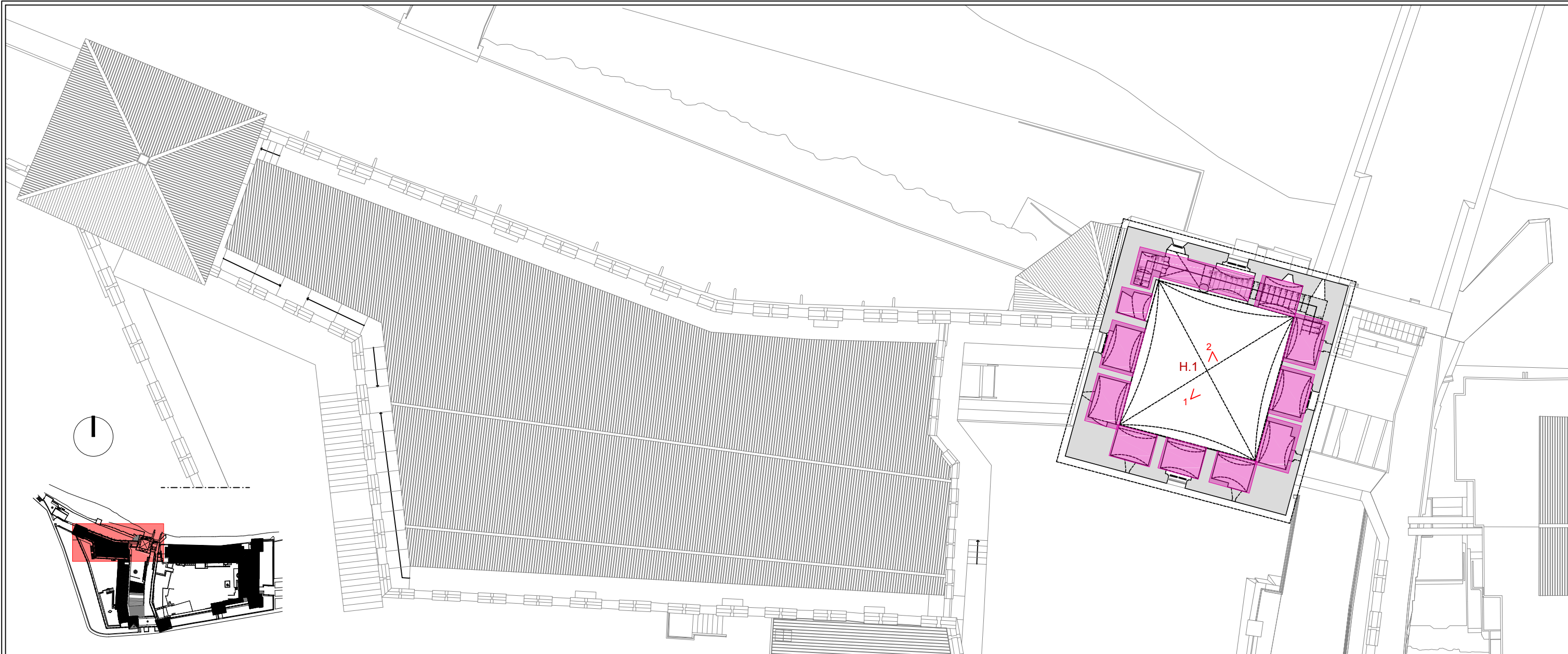


LEGENDA

- Presenza di cavedi impiantistici
- Presenza di cavità o nicchie
- Presenza di aperture tamponate
- Setti non allineati
- Muri in comune



Nicchia

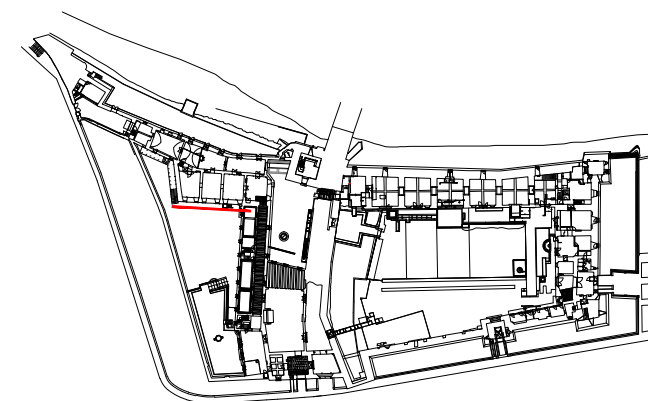
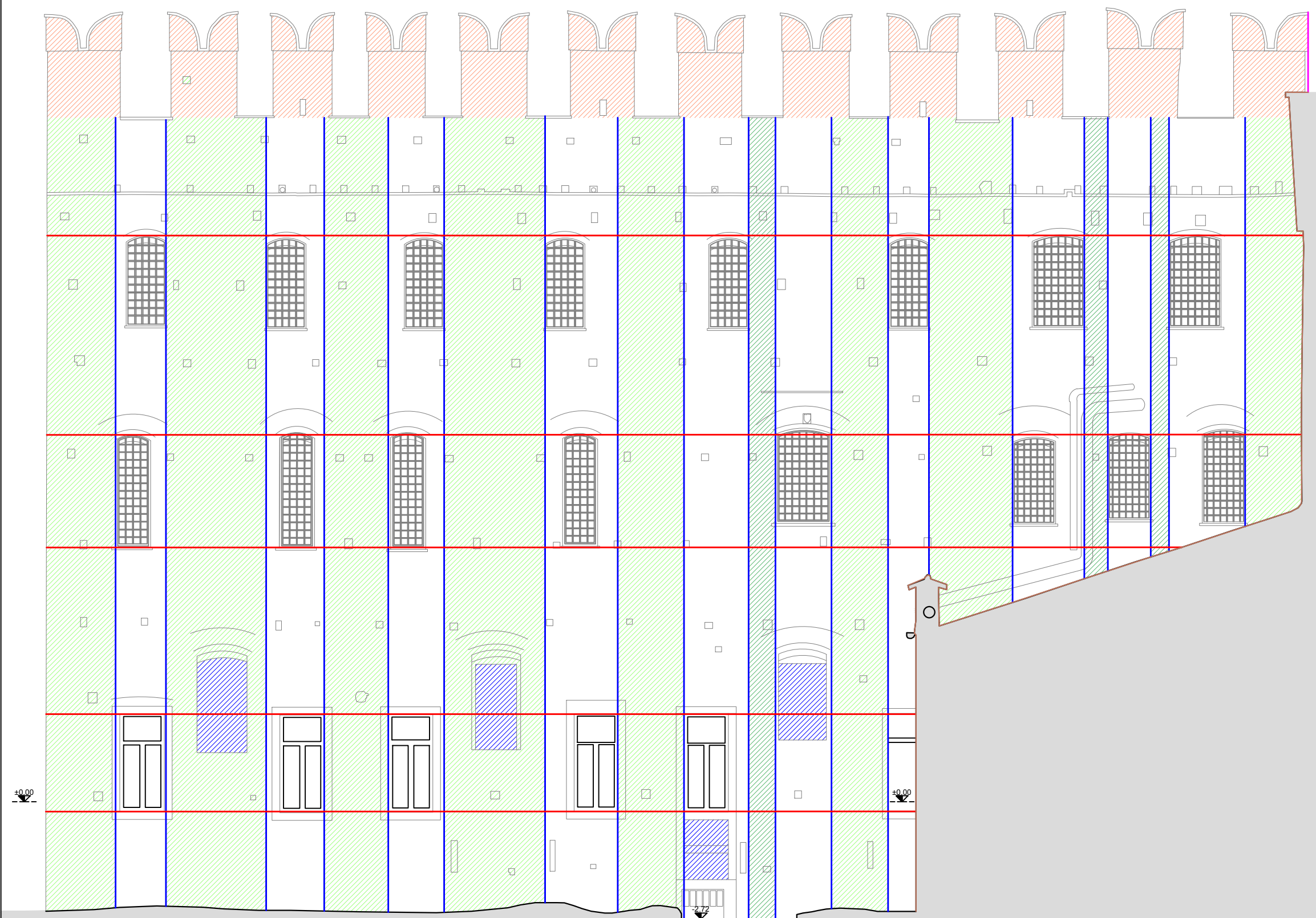


LEGENDA

- Presenza di cavedi impiantistici
- Presenza di cavità o nicchie
- Presenza di aperture tamponate
- Setti non allineati
- Muri in comune

LEGENDA

- Allineamento verticale delle aperture
- Discontinuità altimetrica
- Fasce di piano
- Martellamento
- Setto sporgente
- Maschi murari
- Maschi murari di ridotte dimensioni
- Presenza di aperture tamponate
- Elementi sveltanti



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO CRITICO DEL DANNO

VULNERABILITA'
Prospetto Sud Reggia

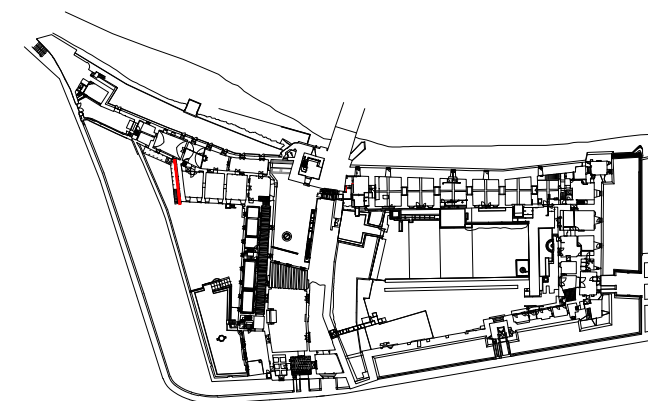
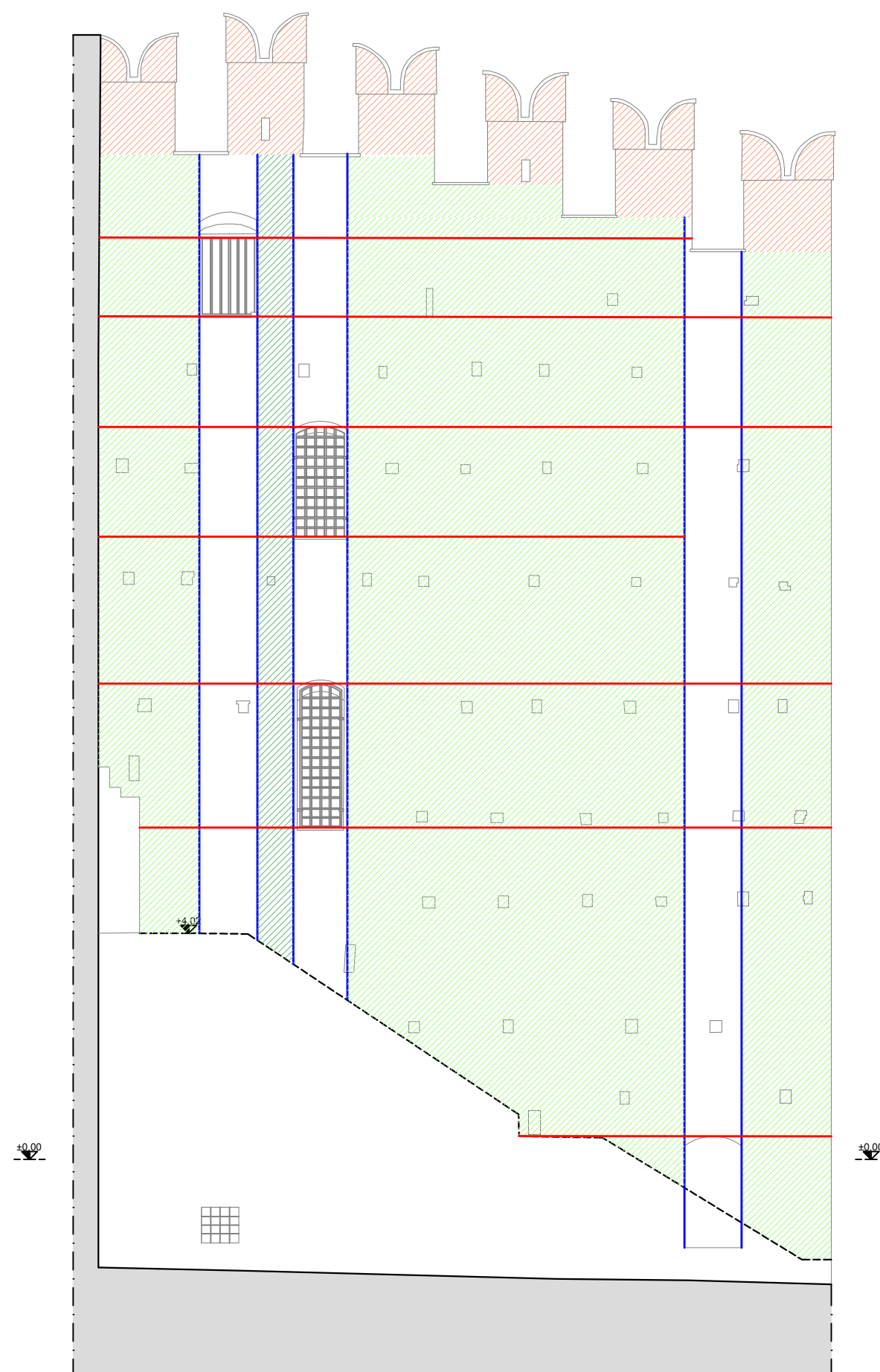
Scala 1:100

TAV.

6.25

LEGENDA

- Allineamento verticale delle aperture
- Discontinuità altimetrica
- Fasce di piano
- Martellamento
- Setto sporgente
- Maschi murari
- Maschi murari di ridotte dimensioni
- Presenza di aperture tamponate
- Elementi sveltanti



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

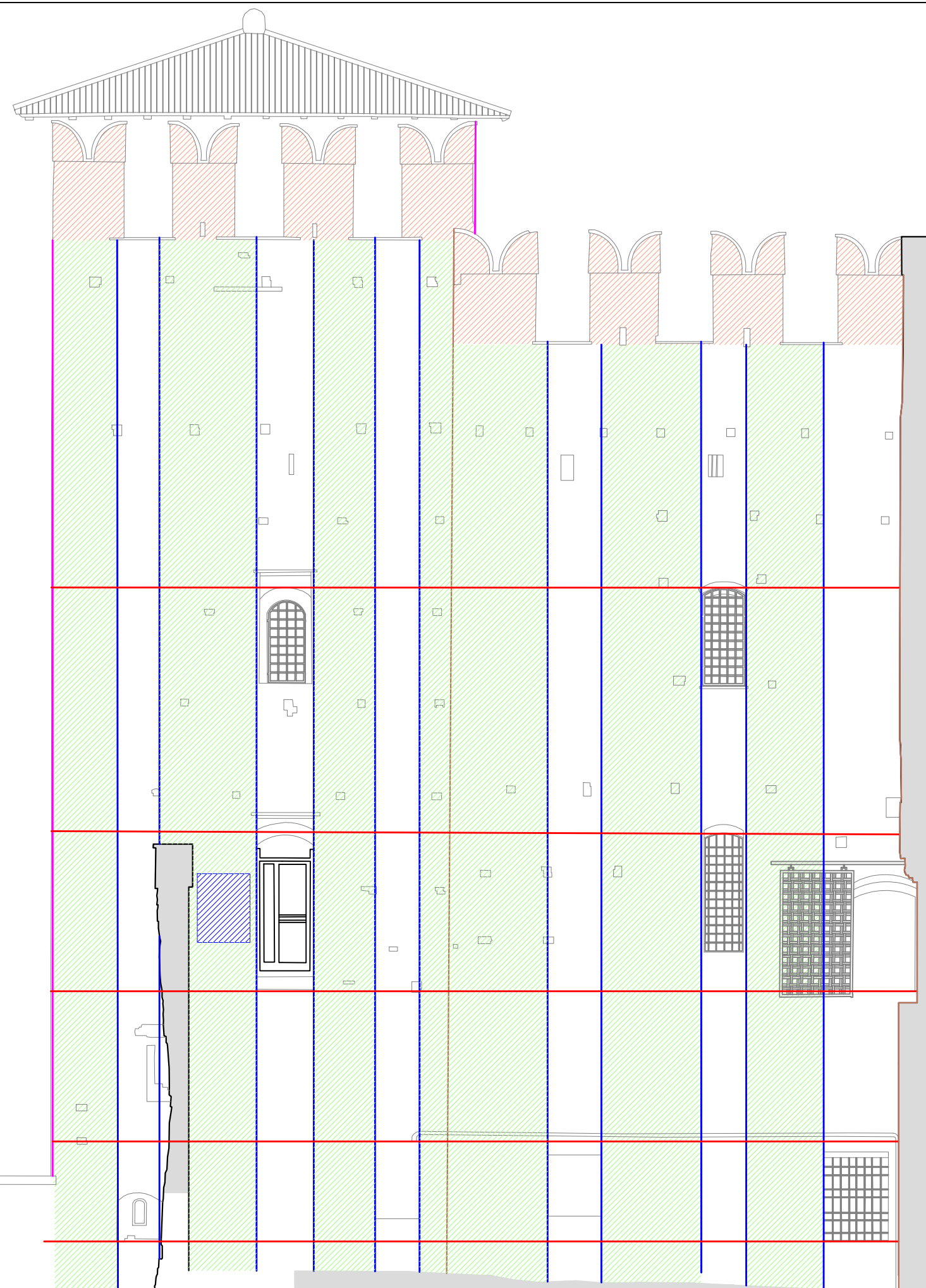
RILIEVO CRITICO DEL DANNO

VULNERABILITA'
Prospetto Sud - Ovest Reggia

Scala 1:100

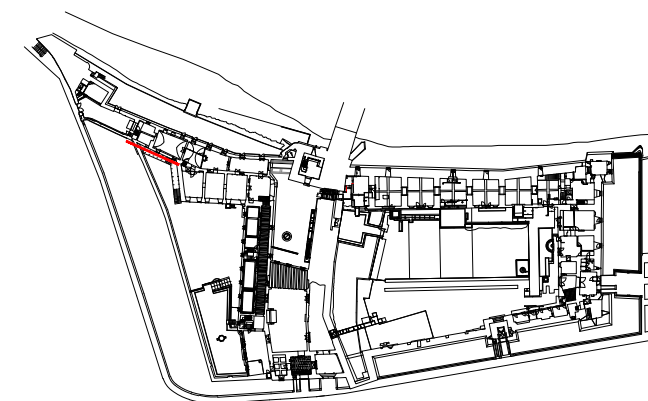
TAV.

6.26



LEGENDA

- Allineamento verticale delle aperture
- Discontinuità altimetrica
- Fasce di piano
- Martellamento
- Setto sporgente
- Maschi murari
- Maschi murari di ridotte dimensioni
- Presenza di aperture tamponate
- Elementi sveltanti



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvechio, Verona

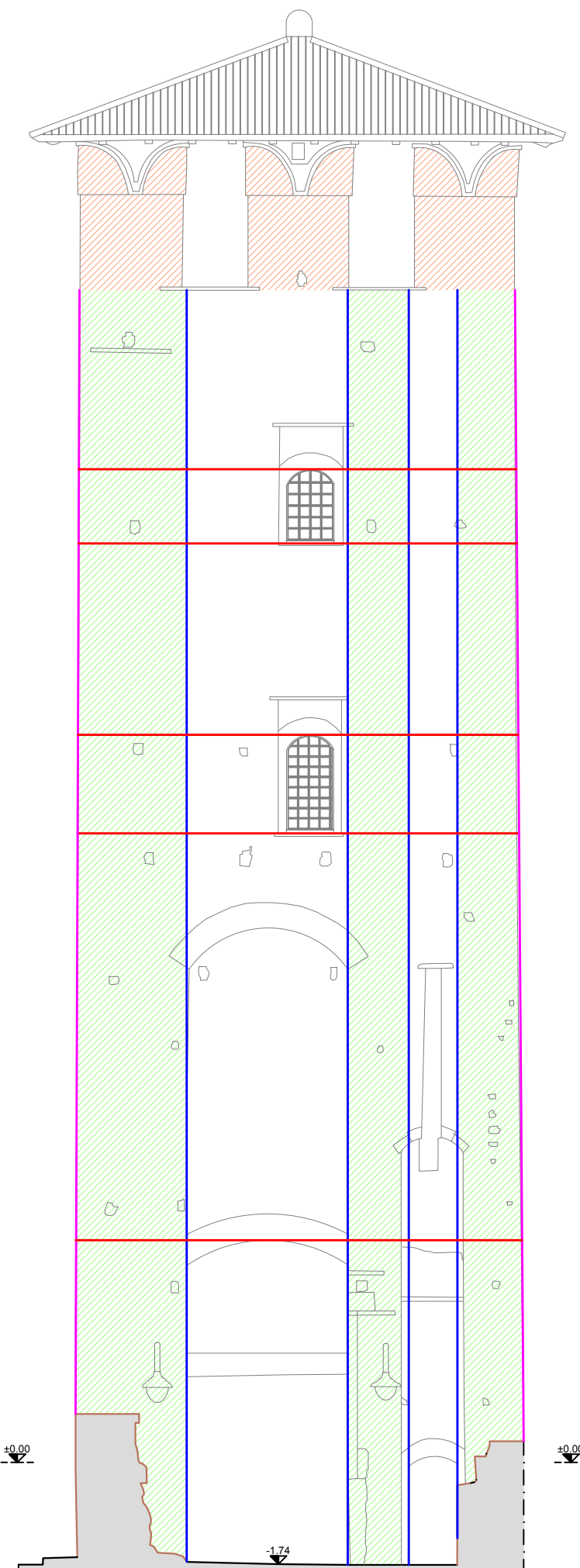
RILIEVO CRITICO DEL DANNO

VULNERABILITA'
Prospetto Sud - Ovest Reggia

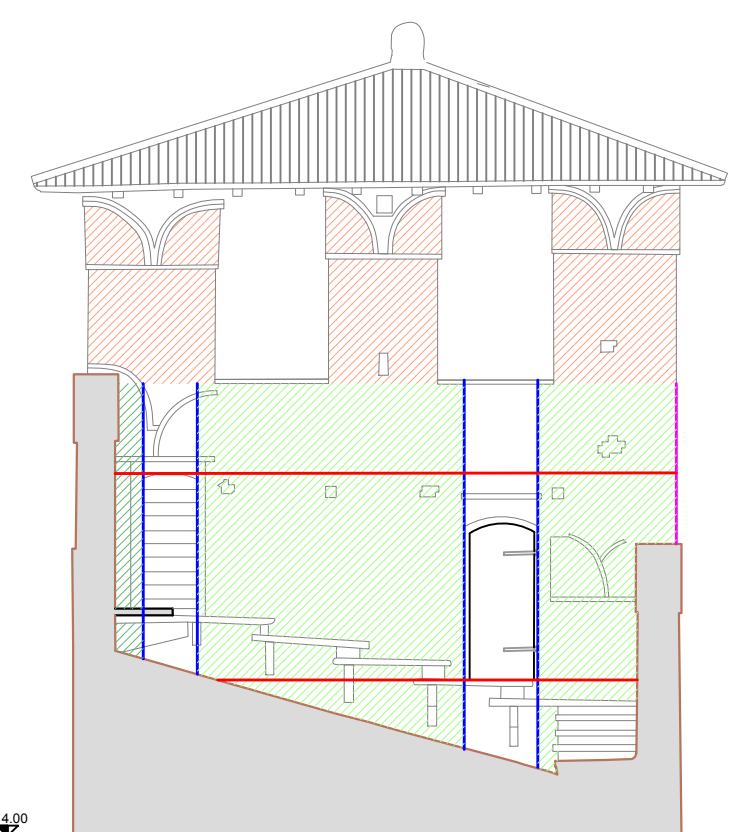
Scala 1:100

TAV.

6.27



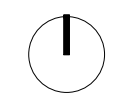
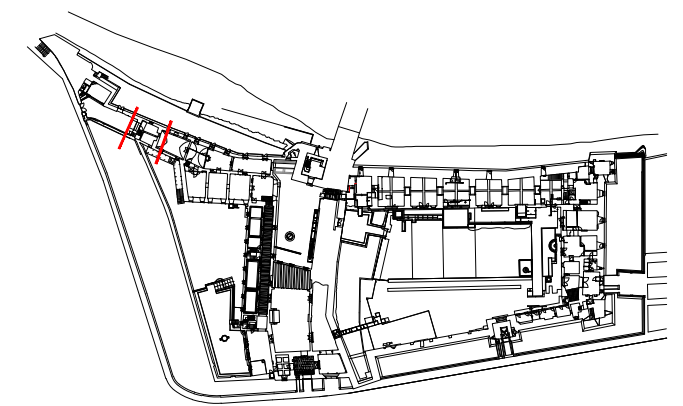
Prospetto Est

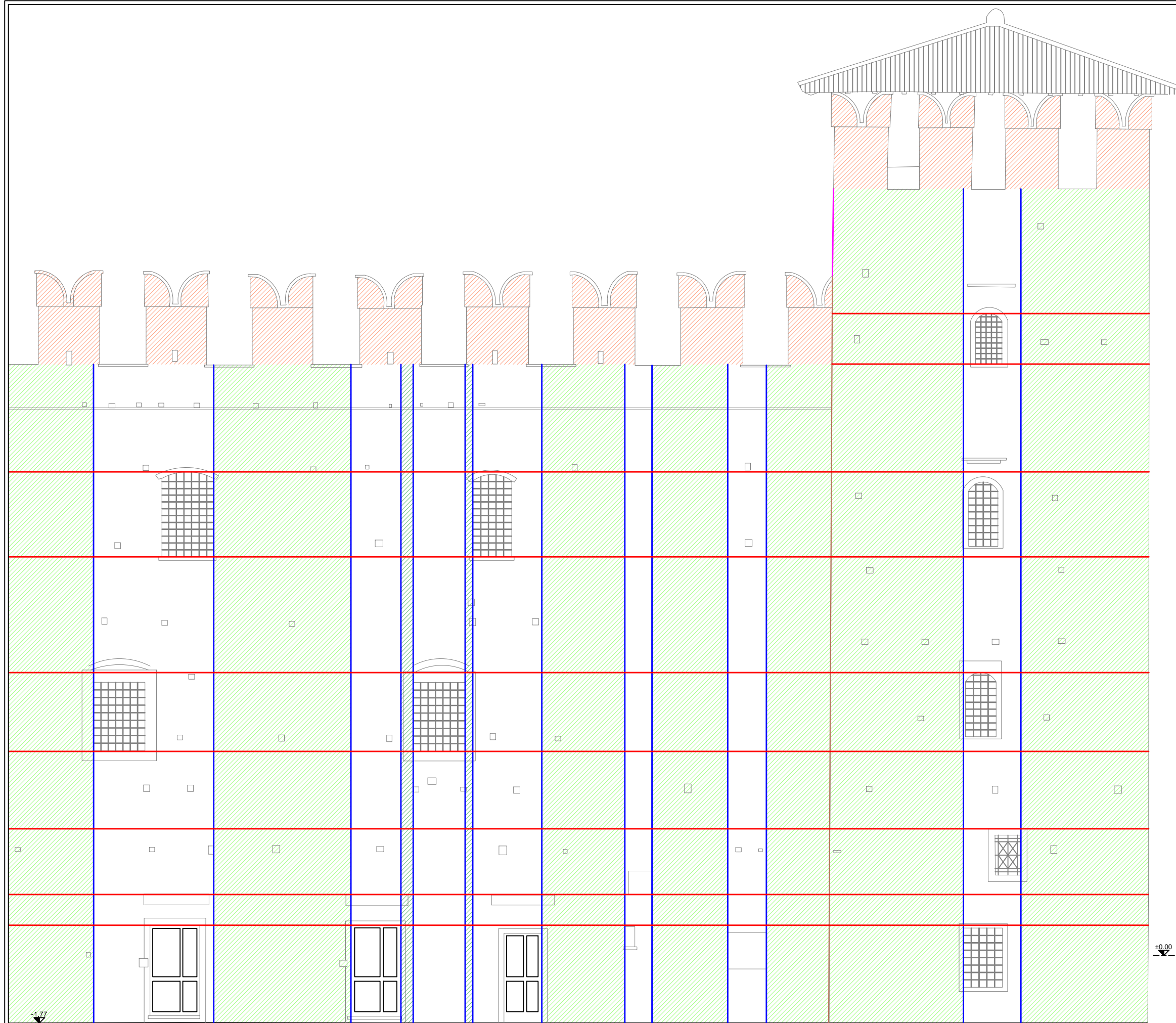


Prospetto Ovest

LEGENDA

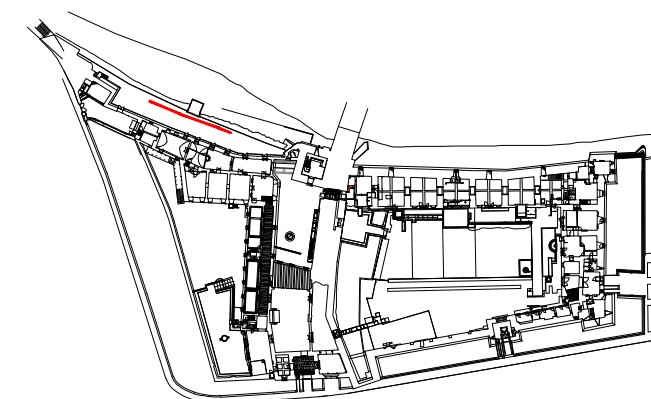
- Allineamento verticale delle aperture
- Discontinuità altimetrica
- Fasce di piano
- Martellamento
- Setto sporgente
- Maschi murari
- Maschi murari di ridotte dimensioni
- Presenza di aperture tamponate
- Elementi sveltanti





LEGENDA

- Allineamento verticale delle aperture
- Discontinuità altimetrica
- Fasce di piano
- Martellamento
- Setto sporgente
- Maschi murari
- Maschi murari di ridotte dimensioni
- Presenza di aperture tamponate
- Elementi sveltanti



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO CRITICO DEL DANNO

VULNERABILITA'
Prospetto Nord Reggia

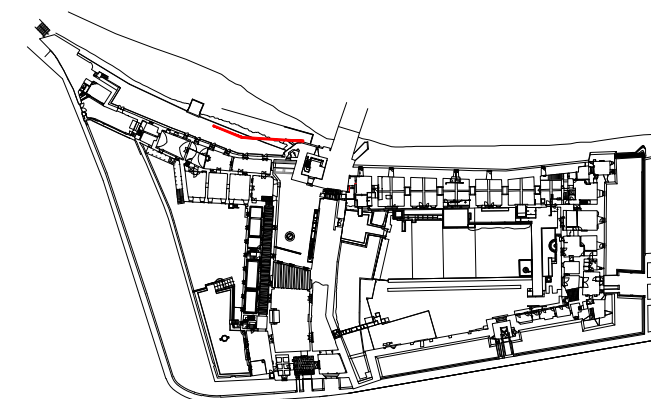
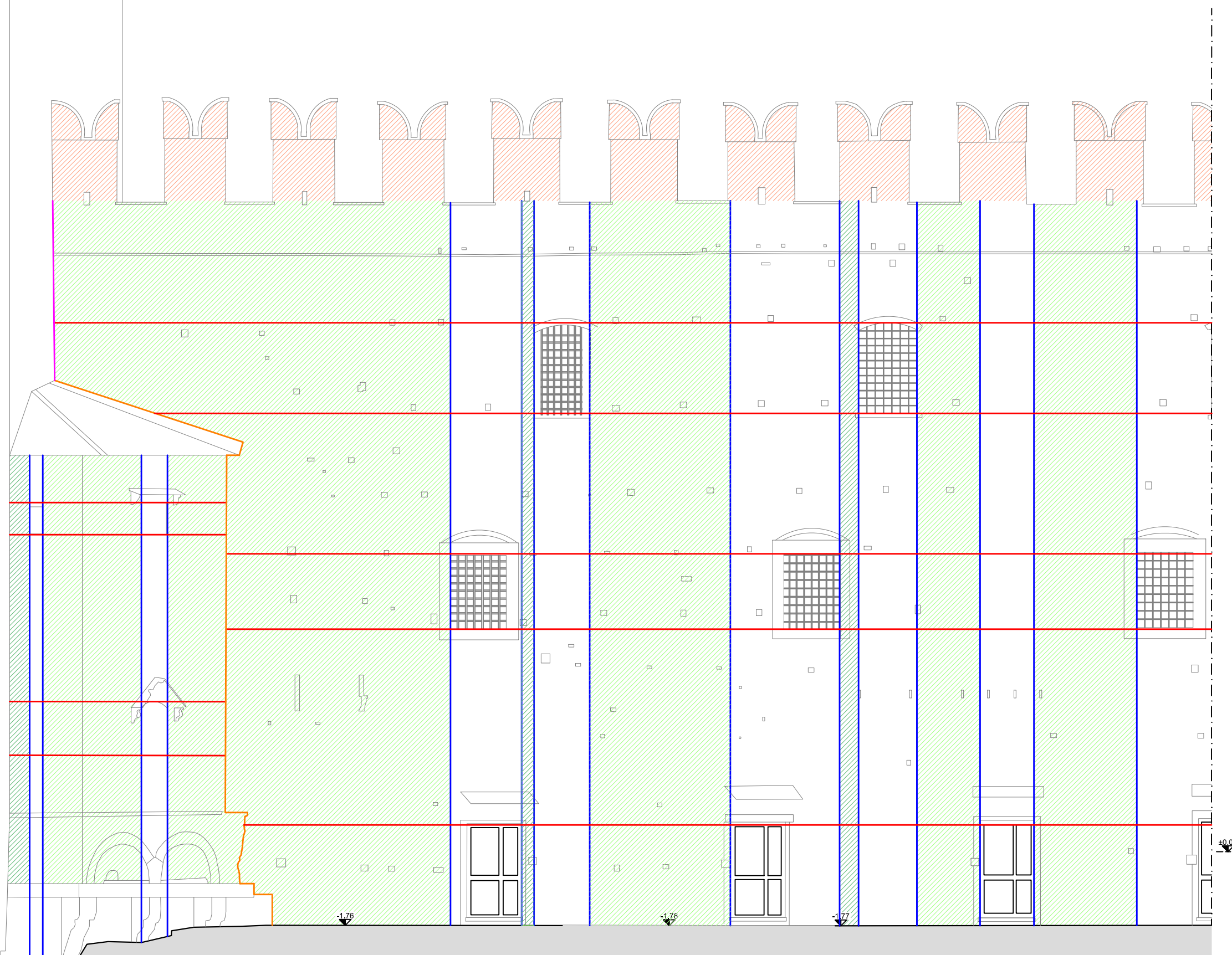
Scala 1:100

TAV.

6.29

LEGENDA

- Allineamento verticale delle aperture
- Discontinuità altimetrica
- Fasce di piano
- Martellamento
- Setto sporgente
- Maschi murari
- Maschi murari di ridotte dimensioni
- Presenza di aperture tamponate
- Elementi sveltanti



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
cdl in Ingegneria Edile - Architettura

laureando Michele Furlan matr. 612784

Monitoraggio dinamico e modellazione strutturale per la
valutazione del comportamento sismico di Castelvecchio, Verona

RILIEVO CRITICO DEL DANNO

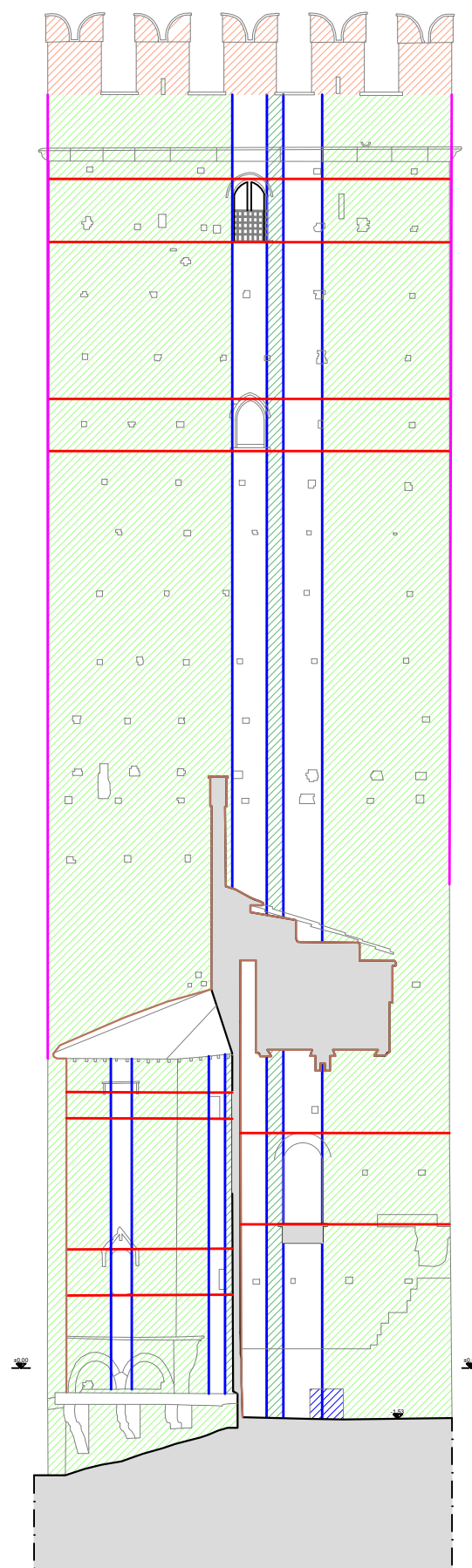
VULNERABILITA'
Prospetto Nord Reggia

Scala 1:100

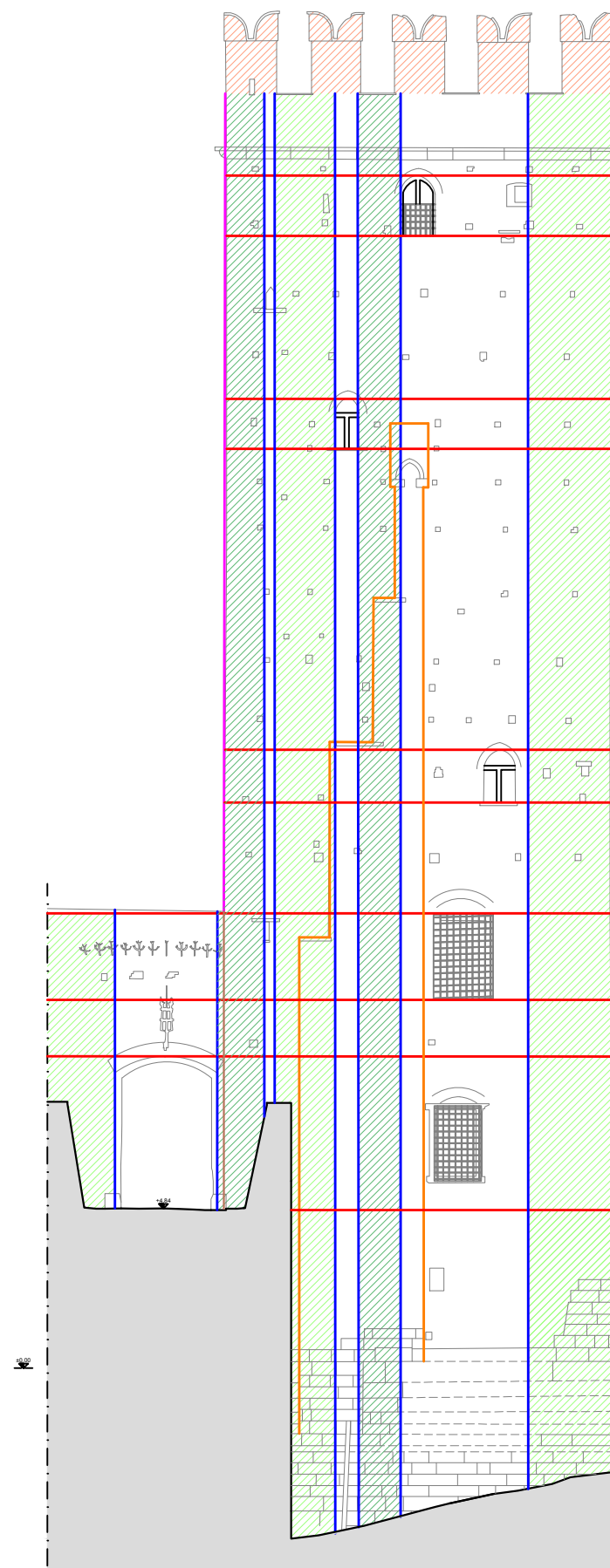
TAV.

6.30

Prospetto Ovest

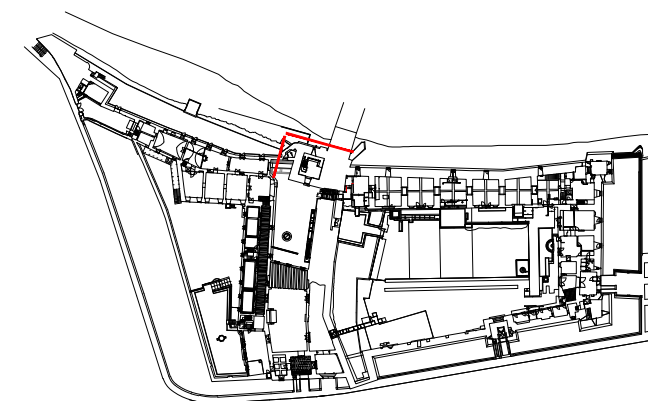


Prospetto Nord

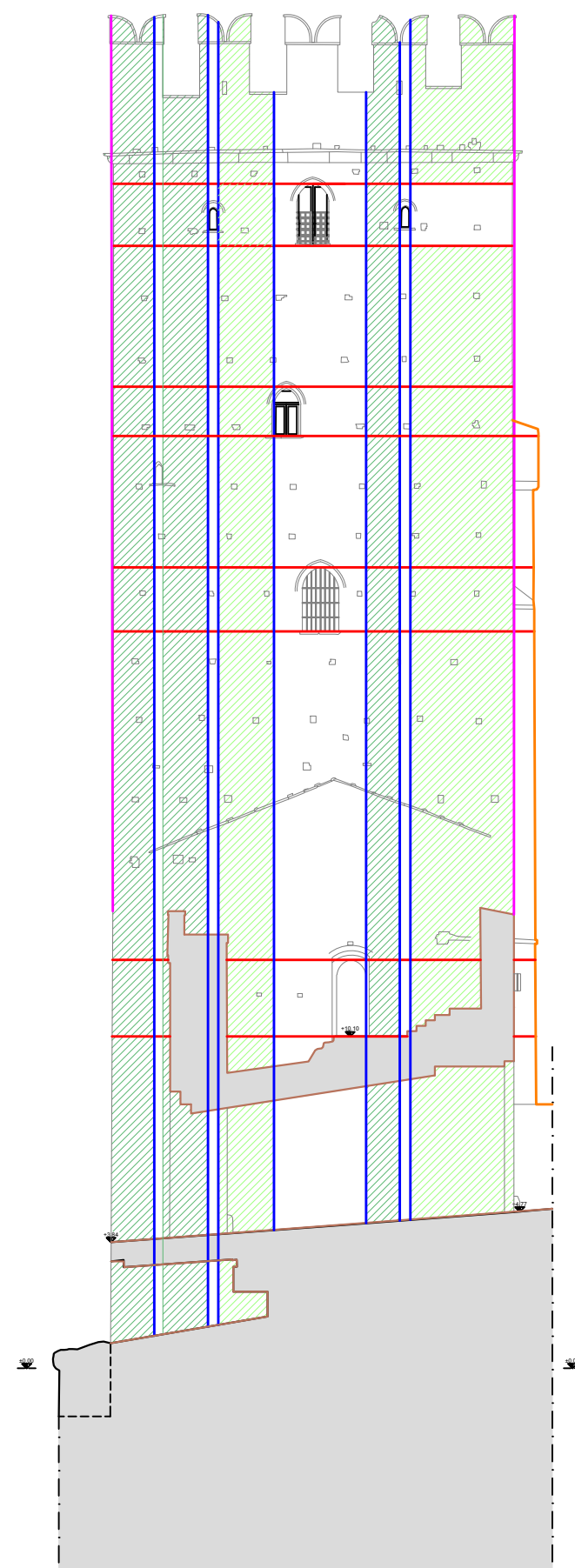


LEGENDA

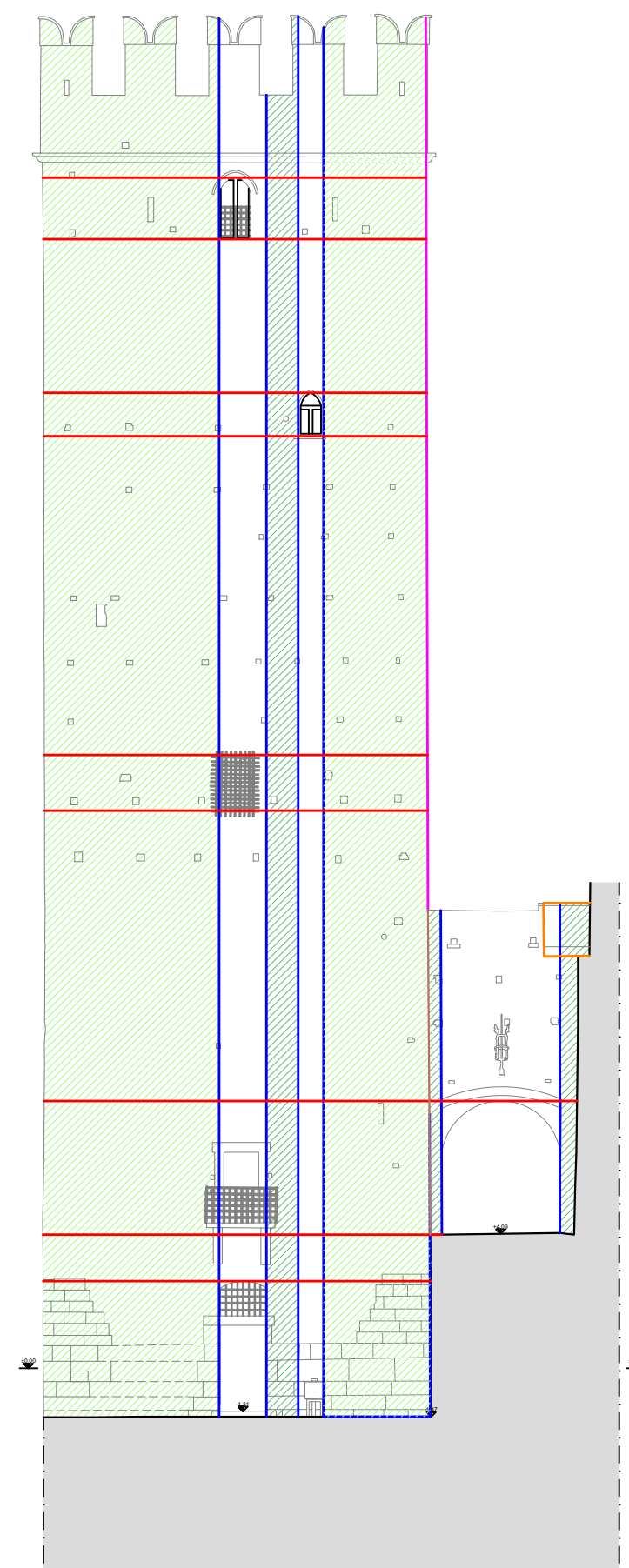
- Allineamento verticale delle aperture
- Discontinuità altimetrica
- Fasce di piano
- Martellamento
- Setto sporgente
- Maschi murari
- Maschi murari di ridotte dimensioni
- Presenza di aperture tamponate
- Elementi sveltanti



Prospetto Est



Prospetto Sud



LEGENDA

- Allineamento verticale delle aperture
- Discontinuità altimetrica
- Fasce di piano
- Martellamento
- Setto sporgente
- Maschi murari
- Maschi murari di ridotte dimensioni
- Presenza di aperture tamponate
- Elementi sveltanti

