

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale

in Ingegneria Edile

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi sismica e rifunionalizzazione dell'Istituto
Pacchiotti di Giaveno (To)



Relatore
prof. Carlo Ostorero
Correlatore
prof. Alessandro Grazzini

Candidato
Marco Dall'Omo

Anno Accademico 2020/2021

Alla mia famiglia

SOMMARIO

1.	Introduzione	1
2.	Muratura.....	2
2.1.	Muratura storica	2
2.1.1.	Tipologie murarie.....	2
2.2.	Caratteristiche meccaniche.....	5
2.2.1.	Livello di conoscenza e fattori di confidenza	7
2.3.	Risposta all'azione sismica	9
2.4.	Meccanismi di collasso	11
2.4.1.	Meccanismi di primo modo	11
2.4.2.	Meccanismi di secondo modo.....	14
3.	Analisi sismica secondo NTC2018.....	16
3.1.	Azione sismica	17
3.1.1.	Stati limite e probabilità di superamento	17
3.1.2.	Categoria di suolo	19
3.1.3.	Condizioni topografiche.....	19
3.1.4.	Definizione dell'azione sismica.....	20
3.2.	Metodi di analisi sismica.....	22
4.	Caso studio: Istituto Pacchiotti di Giaveno.....	25
4.1.	Contesto.....	25
4.2.	Cronistoria.....	26
4.3.	Inquadramento sismico	28
4.4.	Stato di fatto	30
4.4.1.	Rilievo geometrico.....	30
4.4.1.	Rilievo funzionale e fotografico	32
4.4.2.	Rilievo strutturale.....	49

5.	Analisi sismica	57
5.1.	Software di calcolo.....	57
5.2.	Input del modello	60
5.3.	Discretizzazione del modello	66
5.4.	Verifica statica.....	67
5.5.	Analisi statica lineare (ante-operam).....	70
5.5.1.	Caratterizzazione sismica del sito.....	70
5.5.2.	Risultati.....	73
5.6.	Meccanismi locali	79
5.6.1.	Ribaltamento composto facciata.....	83
5.6.2.	Ribaltamento composto corpi di fabbrica aggiunti.....	84
6.	Progetto di rifunionalizzazione e consolidamento	85
6.1.	Progetto di rifunionalizzazione.....	86
6.1.1.	Piano seminterrato	86
6.1.2.	Piano Rialzato e piano primo.....	88
6.1.3.	Piano secondo	91
6.2.	Interventi di consolidamento.....	93
6.2.1.	Consolidamento solaio in acciaio e voltine	93
6.2.2.	Placcaggio diffuso con frem	101
6.2.3.	Ristilatura armata dei giunti.....	105
6.2.4.	Sostituzione del manto di copertura.....	106
6.2.1.	Installazione delle scale di sicurezza in acciaio.....	108
6.2.2.	Analisi statica lineare (post-operam)	112
7.	Conclusioni	133
	Bibliografia	134
	Sitografia.....	134

1. INTRODUZIONE

Il seguente lavoro di tesi si sviluppa attorno alla tematica della conservazione dei beni storici del patrimonio edilizio italiano. In particolare, si pone particolare attenzione alle strutture in muratura, che rappresenta la tecnologia costruttiva più diffusa: basti pensare che dei circa 15.000.000 di edifici presenti sul suolo italiano, più del 60% è realizzato in muratura portante.

EPOCA DI COSTRUZIONE	MURATURA PORTANTE	CALCESTRUZZO ARMATO	ALTRO
Prima del 1919	18,1%	0,0%	1,1%
Dal 1919 al 1945	10,6%	0,8%	1,0%
Dal 1946 al 1990	30,9%	20,4%	10,2%
Dopo il 1990	2,0%	3,5%	1,5%
TOTALE	61,5%	24,7%	13,9%

Tabella 1 - Distribuzione degli edifici in funzione di epoca e tecnologia costruttiva, dati ISTAT 2001

La struttura analizzata è quella dell'Istituto Pacchiotti di Giaveno, un edificio in muratura portante costruito alla fine del '800 e destinato a diventare un riferimento per l'educazione dei giovani poco abbienti della provincia della Val Sangone, purtroppo con scarsi risultati.

Il programma di recupero e rifunzionalizzazione viene sviluppato a partire dall'analisi sismica del complesso, utilizzata come base per la progettazione degli interventi da eseguire. La prima parte della tesi si focalizza dunque sull'approfondimento delle caratteristiche del materiale muratura, in relazione alle sue proprietà meccaniche e alla risposta globale dovuta all'azione sismica. Si pone inoltre l'accento sulla normativa in materia sismica. In conclusione, si verifica il comportamento dell'edificio mediante il software di calcolo 3MURI.

Nella seconda parte della tesi si propone una serie di interventi necessari al consolidamento dell'edificio al fine di garantire la sicurezza degli occupanti. Viene inoltre sviluppato un progetto di riorganizzazione degli spazi e rifunzionalizzazione dei piani interrato e ultimo, per realizzare a pieno il concept originario che Giacinto Pacchiotti aveva pensato per l'edificio.

2. MURATURA

2.1. MURATURA STORICA

La muratura è un materiale eterogeneo costituito dall'assemblaggio di elementi, che possono essere naturali (pietre grezza, conca o da taglio) o artificiali (laterizi), connessi tra loro mediante malta o montati a secco.

L'impiego di un materiale piuttosto che un altro dipendeva dalla disponibilità in loco o in prossimità dello stesso; tuttavia, nel caso di edifici di particolare importanza, i materiali da costruzione potevano anche essere reperiti altrove.

La tipologia di materiale impiegato rifletteva inoltre le condizioni socioeconomiche nell'epoca di costruzione, nonché la tradizione costruttiva locale.

2.1.1. TIPOLOGIE MURARIE

La classificazione delle tipologie murarie storiche può essere eseguita a partire dalla tipologia di elemento utilizzato:

- *murature in laterizio*: realizzate attraverso l'unione di mattoni, elementi artificiali posti in opera mediante giunti di malta. Le dimensioni degli elementi in laterizio risultano molto variabili, in quanto dipendono dall'epoca e dalla zona di produzione. In base al tipo di apparecchiatura si possono distinguere murature a foglio o di coltello, murature ad una testa, murature a due o più teste.

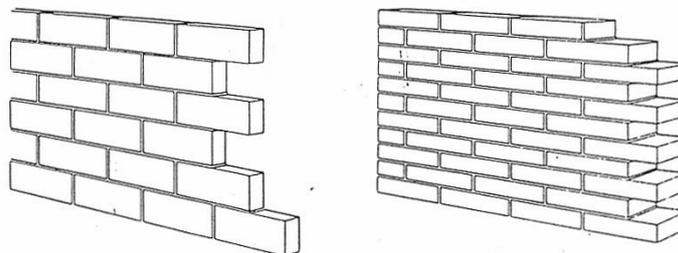


Figura 1 - Muratura a foglio e ad una testa [Menditto, 2016]

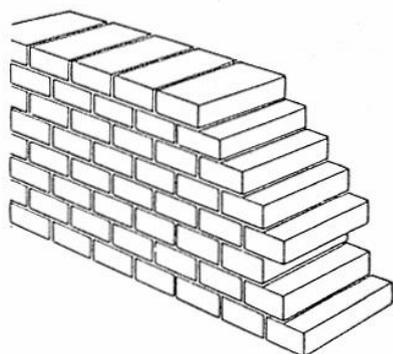


Figura 2 - Muratura a due teste
[Menditto, 2016]

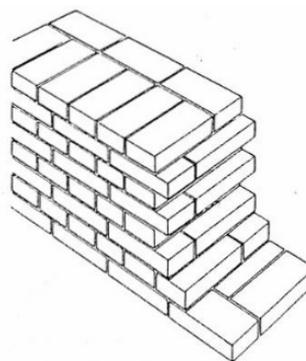


Figura 3 - Muratura a tre teste
[Menditto, 2016]

- *murature in pietra*: realizzate attraverso l'unione di elementi in pietra posti in opera mediante giunti di malta. Si distinguono murature in pietra grezza, ovvero pezzi di forma irregolare o sbazzati grossolanamente, trovati in loco o ottenuti per spaccatura di rocce; murature in pietra concia, ossia pezzi con una forma pressappoco regolare ottenuta mediante sgrosso delle pietre grezze; murature in pietra da taglio, ovvero pietra lavorata su tutte le facce.

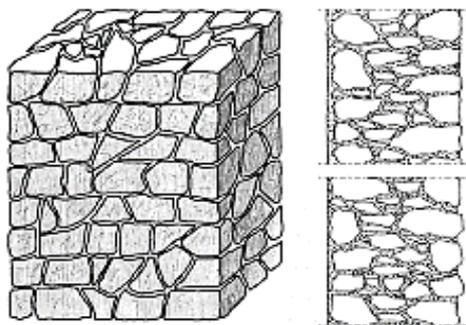


Figura 4 - Muratura in pietra grezza
[Menditto, 2016]

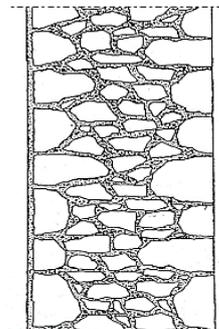


Figura 5 - Muratura in pietra concia
[Menditto, 2016]

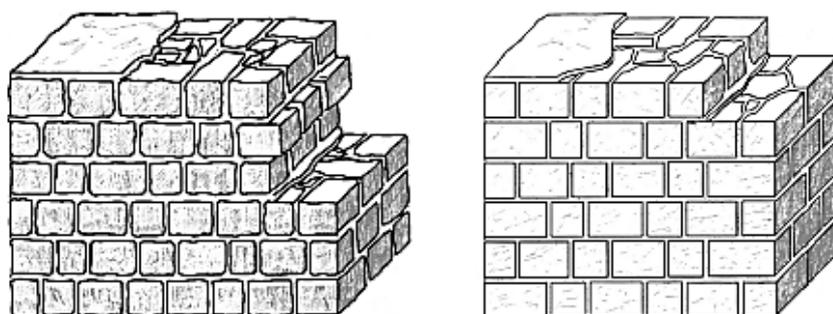


Figura 6 - Muratura in pietra lavorata [Menditto, 2016]

- *murature miste*: realizzate mediante l'accoppiamento di materiali di origine diversa, specialmente pietra naturale e mattoni in laterizio. Si possono distinguere:
 - *murature a sacco*: costituite da due paramenti esterni, talvolta collegati da diatoni, al cui interno è interposto un riempimento di materiale incoerente e malta;
 - *murature listate*: contraddistinte dall'alternanza lungo strati orizzontali di pietre, più o meno lavorate, e mattoni, semplici, doppi o tripli. La funzione degli strati di laterizio è quella di realizzare un piano di appoggio uniforme e di ripartizione del carico. Di fondamentale importanza è il corretto ammorsamento tra i vari strati.
 - *murature intelaiate*: costituite da un'ossatura portante in legno, a maglie rettangolari o triangolari, all'interno delle quali è posto del materiale di riempimento, pietrame o laterizio.

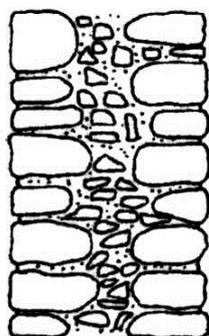


Figura 7 - Muratura a sacco [Menditto, 2016]

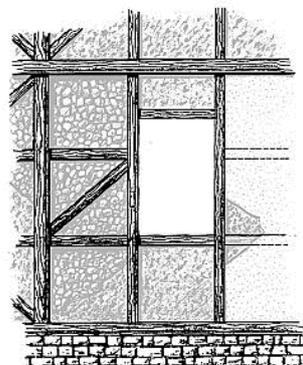


Figura 8 - Muratura intelaiata [Menditto, 2016]

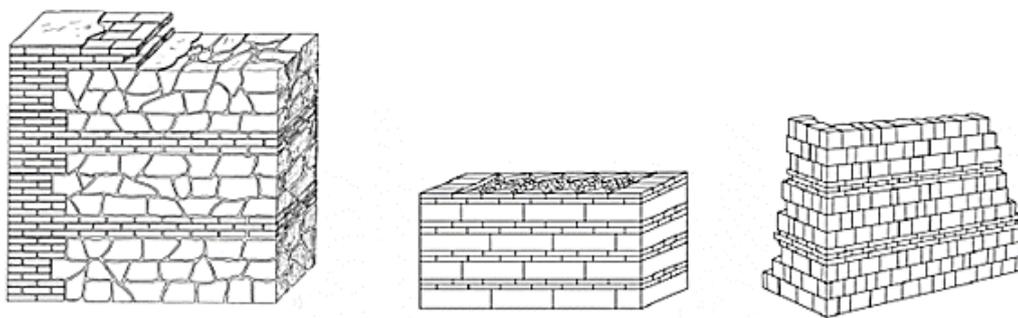


Figura 9 - Muratura listata [Menditto, 2016]

2.2. CARATTERISTICHE MECCANICHE

La muratura è un materiale disomogeneo, in quanto composto da elementi con caratteristiche differenti. Il comportamento globale è dunque conseguenza non solo delle proprietà dei singoli elementi, ma soprattutto dell'interazione tra essi all'interfaccia tra blocco e giunto.

Il legame sforzo-deformazione riportato nell'immagine seguente evidenzia la differente risposta meccanica degli elementi che costituiscono la muratura, se considerati separatamente, e la risposta meccanica della muratura nel suo complesso.

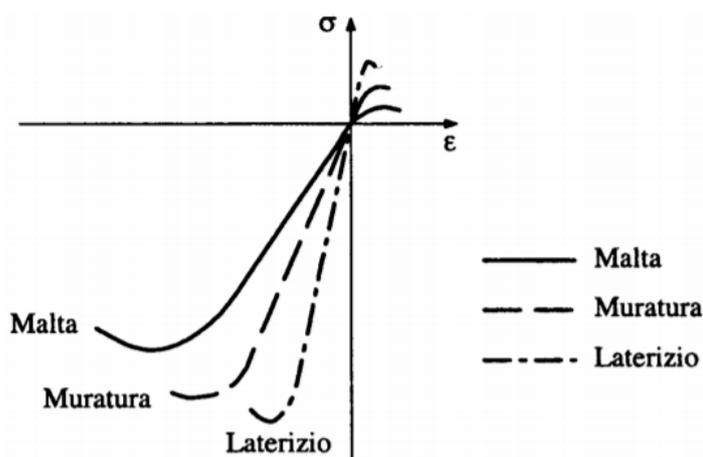


Figura 10 - Legame sforzo-deformazione per laterizio, malta e muratura [Olivito, 2009]

Il comportamento tensionale e deformativo all'interno della muratura è funzione non solo dei carichi, ma anche dell'ingranamento e della dimensione dei conci. Le forze si diffondono all'interno della muratura interessando zone ben delimitate, mentre altre non

partecipano in alcun modo: questo provoca l'insorgere delle lesioni all'interfaccia tra le due zone.

A causa di questo comportamento, la tessitura muraria diviene di fondamentale. L'entità delle tensioni di compressione nel pannello murario è infatti funzione della dimensione degli elementi resistenti: murature con inerti di elevata dimensione correttamente posti in opera determinano una zona di diffusione del carico più ampia rispetto a murature con inerti di piccola dimensione e scorrettamente posti in opera.

Si può inoltre osservare che la resistenza a taglio dipende in misura sostanziale dal tipo di tessitura adottata. In pareti ad una o due teste è individuabile una superficie di frattura passante per i giunti di malta, che permette la fessurazione senza coinvolgere alcun elemento in laterizio. Per una parete a tre teste questo non si verifica: è necessario che si fratturi qualche elemento, dunque la resistenza ad azioni tangenziali risulta notevolmente maggiore.

La monoliticità della parete, e quindi la presenza di diatoni, ossia elementi di collegamento trasversale, influenza significativamente il comportamento della parete nei confronti di azioni fuori piano. Una muratura che presenta un adeguato ingranamento trasversale ha la capacità di comportarsi monoliticamente e quindi può resistere ad azioni orizzontali in maniera più efficace rispetto ad una parete che presenta paramenti non collegati fra loro.

La normativa fornisce una tabella che riporta indicazioni sui valori dei parametri meccanici per una serie di tipologie di muratura ricorrenti. Questi valori possono essere modificati a seconda dello stato di fatto di una muratura in particolare, applicando una serie di fattori correttivi che dipendono dalla qualità della malta e dalla tessitura muraria, nonché dalla presenza di eventuali interventi di consolidamento.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{V0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 11 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura

2.2.1. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La caratterizzazione meccanica della muratura di un edificio esistente dipende dal livello di approfondimento delle fasi conoscitive. Secondo la normativa i livelli di conoscenza sono tre e si raggiungono in funzione delle operazioni di:

- *analisi storico-critica*: consiste nell'analisi dell'edificio a partire dagli elaborati tecnici e relazioni progettuali originali che è possibile reperire. La finalità è quella di rilevare dissesti e fenomeni di degrado della struttura ed il processo evolutivo che potrebbe aver determinato una modifica dell'assetto originario;
- *rilievo*: rappresentazione mediante elaborati grafici dell'operazione di rilievo di tutti i piani dell'edificio, degli orizzontamenti (solai, volte e coperture) dei dettagli costruttivi e dell'eventuale quadro fessurativo. Le *indagini* sono classificate secondo tre livelli a seconda del grado di approfondimento:
 - *indagini limitate*, indagini di tipo visivo con saggi finalizzati al rilevamento della tipologia muraria;
 - *indagini estese*, indagini di tipo visivo con saggi più estesi;
 - *indagini esaustive*, indagini complete con saggi diffusi che permettono di valutare la qualità della muratura ed il rispetto della regola dell'arte;

- *prove*: finalizzate alla valutazione della qualità muraria e delle caratteristiche meccaniche della muratura. Si possono distinguere tre livelli di prova a seconda del grado di approfondimento:
 - prove *limitate*, indagini non dettagliate basate su saggi volti all'identificazione della tipologia muraria per la stima delle caratteristiche meccaniche;
 - prove estese, indagini visive accompagnate da saggi estesi e tecniche diagnostiche non distruttive (prove sclerometriche, termografie, ...);
 - prove *esaustive*, prove distruttive (prove di compressione, prove di taglio, martinetti piatti, ...) eseguite in situ o in laboratorio e finalizzate a valutare le caratteristiche meccaniche della muratura.

Sulla base del grado di approfondimento delle operazioni di analisi storico-critica, rilievo e prova, vengono individuati i *livelli di conoscenza (LC)* della struttura ed i *fattori di confidenza (FC)* correlati, mediante i quali vengono definiti i parametri meccanici della muratura.

La normativa distingue tre livelli di conoscenza:

- *LC1*: si considera raggiunto in caso siano stati compiuti il rilievo geometrico, indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche dei materiali; il fattore di confidenza corrispondente ad un livello di conoscenza LC1 risulta:

$$FC = 1,35;$$

- *LC2*: si considera raggiunto in caso siano stati compiuti il rilievo geometrico, indagini esaustive sui dettagli costruttivi e prove estese sulle caratteristiche dei materiali; il fattore di confidenza corrispondente ad un livello di conoscenza LC2 risulta:

$$FC = 1,2;$$

- *LC3*: si considera raggiunto in caso siano stati compiuti il rilievo geometrico, indagini estese sui dettagli costruttivi e prove estese sulle caratteristiche dei materiali; il fattore di confidenza corrispondente ad un livello di conoscenza LC3 risulta:

$$FC = 1.$$

2.3. RISPOSTA ALL'AZIONE SISMICA

L'edificio in muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale composta da:

- pannelli murari: svolgono funzione portante, quando sollecitati da azioni verticali (carichi permanenti ed accidentali) ed orizzontali agenti ortogonalmente al proprio piano, e funzione di controvento quando sollecitati da azioni orizzontali nel proprio piano. Per assicurare un adeguato comportamento dell'edificio è necessario che i pannelli assolvano sia la funzione portante, sia la funzione di controvento;
- orizzontamenti: solai piani o falde di copertura, hanno il compito di trasmettere, per resistenza e rigidezza, le azioni orizzontali ai pannelli murari di controvento.

In precedenza, abbiamo osservato come le caratteristiche meccaniche di una muratura siano strettamente correlate alla realizzazione secondo la regola dell'arte e influenzate dalla qualità degli elementi che la compongono e dall'apparecchiatura muraria.

Questi accorgimenti non risultano sufficienti a garantire una buona risposta alla sollecitazione sismica, ma deve essere garantito un comportamento di tipo "scatolare". I pannelli murari sono infatti caratterizzati da una resistenza alle azioni nel proprio piano medio decisamente superiore alla resistenza che offrono ad azioni ortogonali ad esso. Per questo motivo è necessario che pannelli ed orizzontamenti siano adeguatamente collegati ed ammortati fra loro, in modo da ottenere una risposta globale della struttura.

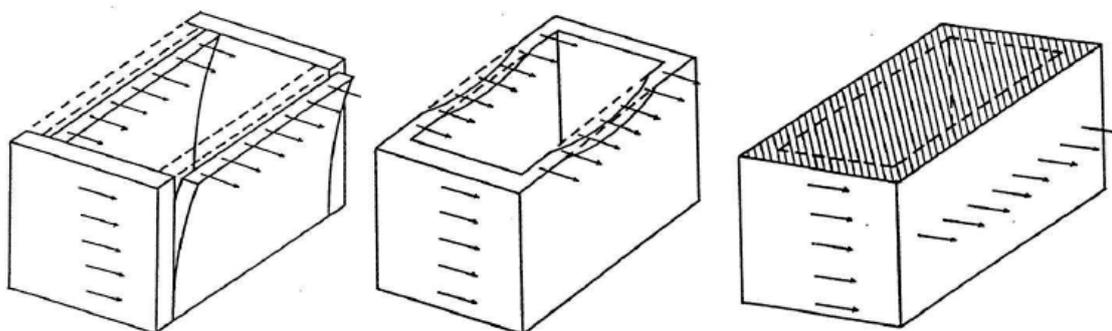


Figura 12 – Comportamento scatolare

Il comportamento scatolare è garantito da elementi di collegamento quali:

- cordoli di piano: aumentano la rigidezza degli orizzontamenti ad azioni agenti nel proprio piano;
- ammorsamenti: connessione tra pareti ortogonali. Favorisce la distribuzione delle sollecitazioni agenti nel piano del pannello murario alle murature di controvento;
- incatenamenti: catene e tiranti. Aumentano la resistenza dei pannelli murari ad azioni agenti ortogonalmente al proprio piano medio, migliorando il grado di collegamento tra pareti parallele.

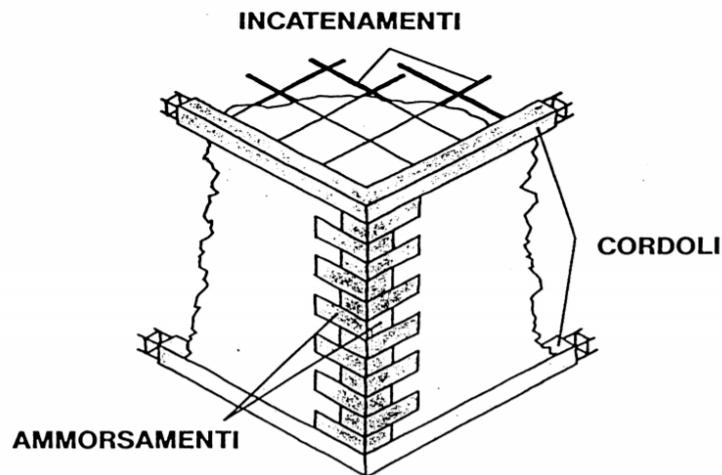


Figura 13 - Cordoli, ammorsamenti ed incatenamenti

2.4. MECCANISMI DI COLLASSO

I meccanismi di collasso legati all'azione sismica ed associati alle caratteristiche costruttive dell'edificio tendono a riproporsi in occasione di eventi sismici con le stesse modalità.

Se la muratura è di scarsa qualità l'applicazione di una forza sismica conduce alla disgregazione del paramento murario ed a lesioni diffuse, mentre il rispetto della regola dell'arte assicura un comportamento monolitico alla struttura e permette l'applicazione dell'analisi limite, o analisi dei cinematismi, al caso degli edifici in muratura.

Il metodo da percorrere prevede la suddivisione del solido murario in macroelementi, cioè elementi o parte architettoniche caratterizzate da una risposta sismica autonoma dal resto della fabbrica. Si ipotizza la capacità dei muri di giungere al collasso attraverso cinematismi attorno a cerniere cilindriche e la comparsa di lesioni, mentre ogni porzione della struttura si comporta come un corpo rigido.

I meccanismi di collasso possono essere suddivisi in meccanismi di primo modo, se dovuti a forze agenti ortogonalmente alla parete, o di secondo modo, se dovuti a forze agenti nel piano della parete.

2.4.1. MECCANISMI DI PRIMO MODO

Quando la struttura non presenta un adeguato comportamento scatolare, dovuto allo scarso ammorsamento tra pareti ortogonali e al comportamento spingente di orizzontamenti e coperture, si innescano dei cinematismi di collasso causati dalla sollecitazione della parete al di fuori del proprio piano. Questi meccanismi si manifestano attraverso ribaltamenti e flessioni del pannello di muratura, o porzioni di esso, e vengono detti meccanismi di I modo. Tra questi possiamo distinguere:

- *ribaltamento semplice di parete*: rotazione rigida di una parete attorno ad una asse orizzontale. Si manifesta a causa del collegamento inefficace tra la facciata ed i solai, della snellezza della parete o a causa della mancanza di vincoli nella parte sommitale, quali catene o cordoli. Il meccanismo di ribaltamento semplice si verifica mediante lesioni orizzontali in corrispondenza delle pareti, fuori piombo o tramite lo sfilamento delle travi di solai. Esso può coinvolgere uno o più livelli della parete o anche un solo paramento, nel caso di pareti a sacco.



Figura 14 - Ribaltamento semplice di parete [L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli]

- *ribaltamento composto di parete*: rotazione rigida di parti o dell'intera facciata attorno ad assi orizzontali che coinvolge porzioni dei pannelli murari di controvento. Si manifesta a causa della carenza o assenza di vincoli nella zona sommitale, quali catene o cordoli, e dell'ammorsamento della facciata con le murature ortogonali.

Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano aperture in prossimità delle intersezioni tra le pareti o murature caratterizzate da scarse proprietà meccaniche e si manifestano mediante lesioni diagonali sulle pareti di controvento, fuori piombo e sfilamento delle travi dei solai.



Figura 15 - Ribaltamento composto di parete [L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli]

- *flessione orizzontale*: espulsione di materiale dalla zona superiore della parete con rotazione rigida dei pannelli attorno a cerniere cilindriche verticali a causa di sollecitazioni agenti fuori dal piano. Tale meccanismo si verifica a causa della carenza di vincoli nella zona sommitale, quali catene o cordoli e nell'ammorsamento tra la facciata e le pareti ortogonali.

Il meccanismo di flessione orizzontale si verifica frequentemente in edifici caratterizzati da coperture spingenti o bucatore ricavate nello spessore murario, nonché in pareti con muri di spina distanti o murature a sacco.

Si manifesta mediante lesioni verticali ed oblique superficiali e mediante spanciamenti.



Figura 16 - Flessione orizzontale [L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli]

- *flessione verticale*: formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete e ne causa il ribaltamento.

Le condizioni di vincolo che favoriscono tale meccanismo sono il trattenimento efficace delle pareti in testa e la carenza di collegamento alle pareti ortogonali.

Meccanismi di flessione verticale si verificano in edifici caratterizzati da eccessiva snellezza delle pareti, murature a sacco e orizzontamenti intermedi mal collegati.

L'attivazione del meccanismo si verifica mediante fuori piombo, lesioni verticali ed orizzontali e sfilamento delle travi degli orizzontamenti.



Figura 17 - Flessione verticale [L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli]

2.4.2. MECCANISMI DI SECONDO MODO

Quando la struttura è caratterizzata da una risposta globale alla sollecitazione sismica, ossia quando è garantito il comportamento scatolare e vi è un buon grado di ammassamento tra le pareti ortogonali, i meccanismi di collasso di I modo (ribaltamenti e flessioni) sono impediti.

Le sollecitazioni che agiscono fuori dal piano della parete vengono trasmesse alle pareti ortogonali ed insorgono meccanismi di collasso di II modo, dovuti al superamento delle caratteristiche meccaniche della muratura.

Meccanismi di II modo innescano cinematismi di ribaltamento e flessione nel piano della parete che si manifestano mediante:

- lesioni diagonali, che si propagano dal centro della parete interessata, dovute al superamento della resistenza a taglio del pannello murario;
- lesioni in corrispondenza degli spigoli a causa di sollecitazioni di trazione o compressione;
- lesioni orizzontali in corrispondenza di giunti, dovute al superamento della resistenza a taglio della malta a causa di bassi valori di compressione del maschio murario.

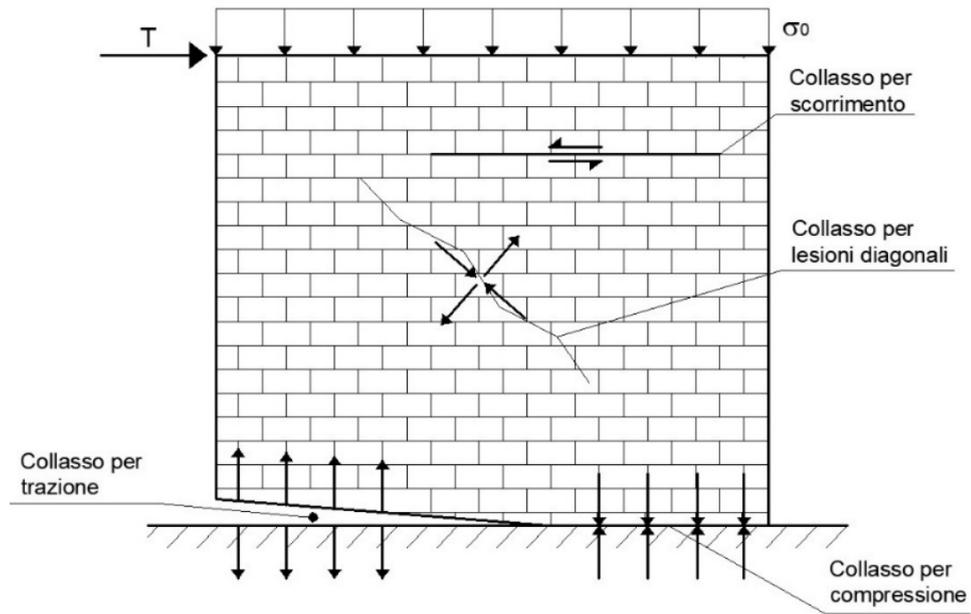


Figura 18 - Meccanismi di collasso di II modo [Vinci, 2019]

3. ANALISI SISMICA SECONDO NTC2018

Il rischio sismico rappresenta una stima del danno atteso a seguito dell'accadimento di un evento sismico ed è funzione della pericolosità sismica, della vulnerabilità e dell'esposizione:

$$R = P \cdot V \cdot E$$

La *vulnerabilità sismica* V indica la propensione di un edificio a subire un danno a seguito di un sisma, mentre l'*esposizione* E si riferisce al valore dei beni danneggiati da tale evento, inteso non solo come patrimonio edilizio, ma anche come numero di vite umane.

Con *pericolosità sismica* P si intende la probabilità che una zona possa essere colpita da un evento sismico di una certa entità in un determinato periodo di riferimento.

Prima dell'avvento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2008) la zonizzazione sismica del territorio italiano avveniva in funzione di eventi sismici che avevano interessato un determinato territorio ed era legata al confine amministrativo. Erano dunque presenti zone dichiarate non sismiche. Dal 2003 tutta l'Italia è definita sismica, mentre, a partire dal 2008, la valutazione della pericolosità di una zona viene effettuata sulla base di un reticolo di punti sul territorio che indicano il valore di accelerazione di picco al suolo atteso (PGA, Peak Ground Acceleration), con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante.

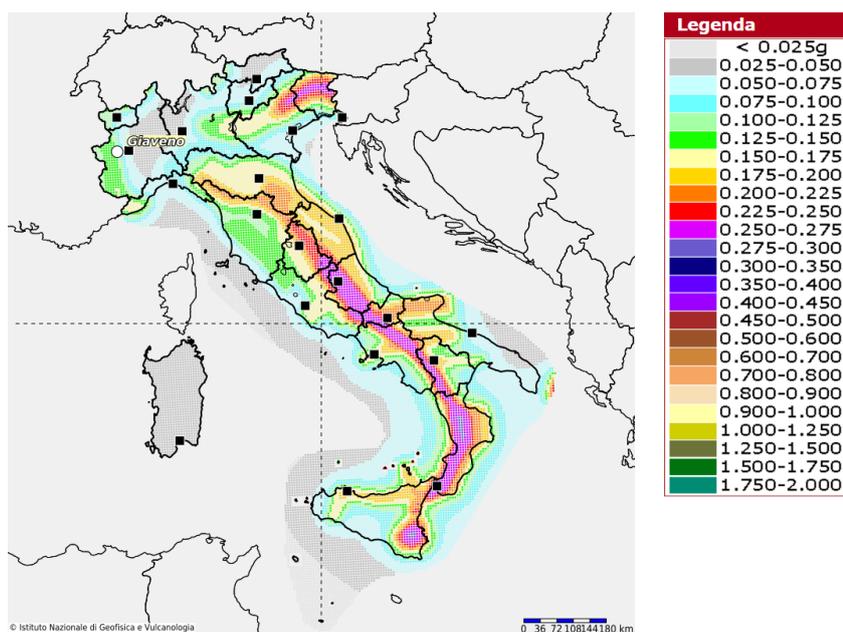


Figura 19 - Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano

3.1. AZIONE SISMICA

L'azione sismica di progetto per una struttura dipende dai parametri della *pericolosità sismica di base* del sito su cui sorge la costruzione:

- a_g , massima accelerazione attesa sul sito [$g/10$];
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale [s].

I parametri di pericolosità sismica vengono forniti dalla normativa per tutto il territorio italiano, per un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni.

3.1.1. STATI LIMITE E PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

La normativa individua gli stati limite in funzione alle prestazioni attese della costruzione, tenendo in considerazione elementi strutturali e non strutturali, oltre alle dotazioni impiantistiche. Sono individuati due *stati limite di esercizio (SLE)*:

- *Stato limite di operatività (SLO)*: in seguito all'evento sismico la struttura non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato limite di danno (SLD)*: in seguito all'evento sismico la struttura subisce danni che non mettono a rischio gli utilizzatori e non compromettono significativamente le capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle sollecitazioni verticali e orizzontali;

Sono inoltre individuati due *stati limite di danno (SLD)*:

- *Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)*: in seguito all'evento sismico la struttura subisce danni ai componenti strutturali cui si associa un'importante perdita di rigidezza nei confronti delle sollecitazioni orizzontali;
- *Stato limite di collasso (SLC)*: in seguito all'evento sismico la struttura subisce gravi danni ai componenti strutturali, pur mantenendo un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali

Nel caso di edifici tutelati come l'Istituto Pacchiotti, è richiesta la valutazione nei riguardi dello *stato limite di salvaguardia della vita SLV*, in quanto garantisce allo stesso tempo la salvaguardia degli occupanti e la conservazione della struttura.

La *probabilità di superamento* P_{VR} , ossia “la probabilità che un certo parametro di scuotimento del suolo possa essere oltrepassato nell'arco temporale specificato”, viene definita dalla tabella:

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 20 - Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Il *periodo di ritorno* T_R dell'azione sismica viene valutato in funzione del *periodo di riferimento* V_R , espresso come prodotto tra *vita nominale* V_N e *coefficiente d'uso* C_U della struttura. Il primo parametro indica il numero di anni nel quale deve essere possibile utilizzare l'edificio per lo scopo per il quale è stato costruito, mentre il secondo viene definito in funzione della classe d'uso:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

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

Figura 21 - Valori minimi di vita nominale

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

Figura 22 – Coefficiente d'uso

3.1.2. CATEGORIA DI SUOLO

L'azione sismica di progetto è definita in funzione della tipologia di sottosuolo sulla quale sorge la struttura. Questa viene valutata mediante indagini in sito e in laboratorio in grado di definire la risposta sismica locale. Nel caso in cui la stratigrafia del sottosuolo sia riconducibile ad una di quelle presenti nella tabella riportata in seguito, è possibile procedere mediante un approccio semplificato, valutando la risposta sismica locale in funzione della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

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

Figura 23 - Categoria di sottosuolo

3.1.3. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le caratteristiche topografiche del suolo modificano la risposta sismica locale. Per condizioni topografiche particolari è dunque necessario procedere alla valutazione mediante prove in sito e in laboratorio. Per condizioni topografiche generiche è possibile fare riferimento alla tabella riportata in seguito.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 24 - Condizioni topografiche

3.1.4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione è definito dalla normativa al paragrafo 3.2.3 attraverso le seguenti relazioni:

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se } T_B \leq T \leq T_C$$

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

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

dove:

- a_g è la massima accelerazione attesa sul sito;
- T è il periodo relativo al primo modo di vibrare della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo e delle condizioni stratigrafiche;
- η è un fattore espresso in funzione dello smorzamento viscoso convenzionale;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro ad accelerazione costante;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro a velocità costante;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro a spostamento costante;

A seconda della categoria di sottosuolo e delle condizioni stratigrafiche è necessario amplificare l'azione sismica mediante i coefficienti S_s e C_c (amplificazione stratigrafica) e S_T (amplificazione topografica), secondo le espressioni:

$$S = S_s \cdot S_T \quad ; \quad TC = T_C^*$$

dove:

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali coefficienti vengono espressi in normativa nelle tabelle seguenti.

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 25 - Coefficienti di amplificazione stratigrafica

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 26 - Coefficienti di amplificazione topografica

Applicando allo spettro di risposta elastico in accelerazione il *fattore di struttura* q è possibile ottenere lo *spettro di progetto* $S_d(T)$. Questo fattore permette di tener conto della capacità dissipativa della struttura in campo plastico, producendo un abbassamento delle ordinate dello spettro elastico. Esso viene ottenuto come prodotto tra il valore massimo del fattore di comportamento q_0 e un fattore riduttivo K_R che dipende dalla regolarità in altezza del fabbricato.

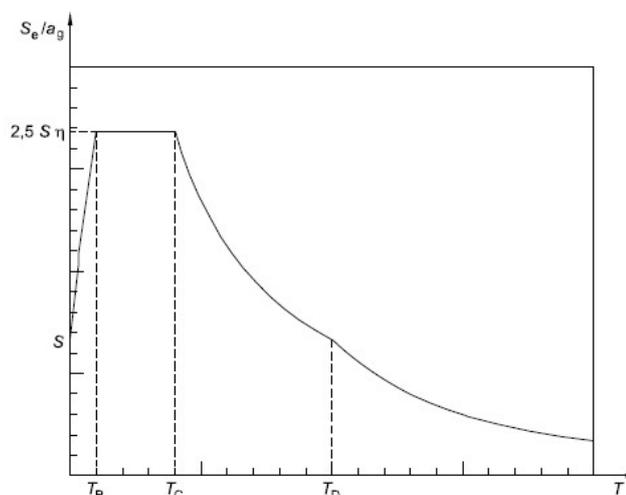


Figura 27 - Spettro di progetto

$$q = q_0 \cdot K_R$$

3.2. METODI DI ANALISI SISMICA

Per la caratterizzazione sismica di un edificio in muratura, la normativa italiana consente di applicare metodi di analisi *lineari* e metodi di analisi *non lineari*. I primi risultano piuttosto restrittivi, in quanto sottostimano le capacità di resistenza e deformative del materiale, mentre i secondi risultano più adatti all'analisi di edifici in muratura.

I metodi di analisi risultano:

- *Analisi statica lineare*: consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dalle azioni sismiche. Può essere eseguita solo su strutture regolari che non superino i 40 m di altezza, a condizione che il periodo relativo al primo modo di vibrare (T_1), nella direzione analizzata, non superi ($2,5 \cdot T_C$) o T_D . Il periodo T_1 può essere stimato mediante la seguente formula:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove:

d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio dovuto alla combinazione dei carichi eccezionale applicata nella direzione orizzontale.

La distribuzione delle forze è proporzionale al periodo T_1 nella direzione in esame, con entità:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote della massa i e della massa j rispetto al piano della fondazione;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto.

- *Analisi dinamica lineare*: consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, nel calcolo degli effetti dell'azione sismica per ciascuno dei modi di vibrare individuati e nella combinazione di questi effetti mediante una combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

dove:

E_j è il valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra modo i e modo j .

- *Analisi dinamica non lineare*: la risposta sismica della struttura viene ottenuta attraverso l'integrazione delle equazioni del moto, con l'utilizzo di accelerogrammi applicati ad un modello non lineare;
- *Analisi statica non lineare*: consiste nell'applicazione sulla struttura dei carichi gravitazionali e di sistema di forze orizzontali con diverse distribuzioni. Tali forze vengono incrementate al fine di aumentare lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al raggiungimento del collasso o di uno spostamento ultimo prefissato. Il risultato dell'analisi è una curva detta "curva di capacità" che riporta in ascissa il valore di spostamento del punto di controllo e in ordinata il valore del taglio alla base.

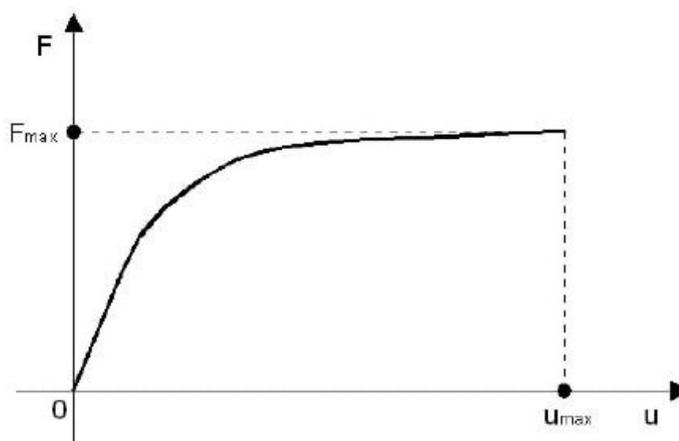


Figura 28 - Curva di capacità

Tale analisi si articola dunque nelle seguenti fasi:

- *definizione della curva di capacità del sistema a più gradi di libertà MDOF*, attraverso il metodo precedentemente illustrato. La curva di capacità è caratterizzata da un primo tratto elastico. Incrementando l'azione tagliante, si giunge alla plasticizzazione degli elementi, che iniziano a rompersi. La pendenza della curva si riduce. L'aumento dello spostamento determina il raggiungimento del collasso della struttura.
- *associazione del sistema a singolo grado di libertà SDOF equivalente*, attraverso la definizione di una curva bilineare equivalente mediante la forza F^* e lo spostamento d^* ;

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad ; \quad d^* = \frac{d}{\Gamma}$$

dove Γ è il *fattore di partecipazione modale*.

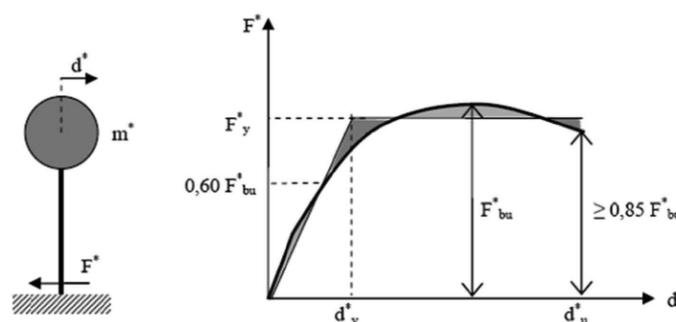


Figura 29 - Curva bilineare equivalente

- *calcolo della capacità di spostamento D_U* , determinato attraverso la curva di capacità del sistema MDOF per ogni stato limite. Rappresenta lo spostamento ultimo della struttura;
- *calcolo della domanda di spostamento D_{max}* : determinata attraverso gli spettri di risposta elastica del sistema SDOF in base alla pericolosità sismica del sito;
- *verifica*: deve risultare $D_U \geq D_{max}$.

4. CASO STUDIO: ISTITUTO PACCHIOTTI DI GIAVENO

4.1. CONTESTO



L'Istituto Pacchiotti sorge a Giaveno ($45^{\circ} 2' 0''$ N, $7^{\circ} 21' 0''$ E), nella via che porta il nome dello stesso fondatore, via Pacchiotti 51. Situato nella Val Sangone a circa 32 km a est di Torino, il comune conta 16'410 abitanti e si estende per circa 72 km², ad un'altitudine di 506 metri s.l.m. L'intorno urbano è caratterizzato prevalentemente da edifici residenziali, fatta eccezione per l'impianto sportivo che sorge a pochi passi dall'istituto.



Figura 30 - Istituto Pacchiotti

4.2. CRONISTORIA

La storia dell'Istituto Pacchiotti è caratterizzata da molteplici amministrazioni differenti e gestioni problematiche che hanno causato fasi intermittenti di utilizzo. L'abbandono della struttura per alcuni periodi e i numerosi cambi di indirizzo didattico, ci hanno consegnato la struttura così come la conosciamo oggi.

L'Istituto viene eretto alla fine degli anni 90 dell'800 per volontà testamentale di Giacinto Pacchiotti, il quale scrive: *“Istituisco nel capoluogo di Giaveno una Scuola Professionale di arti e mestieri a favore dei giovani di Giaveno da affidarsi, se sarà possibile, alla direzione dell'Istituto degli Artigianelli di Torino ed assegno per questa istituzione una annua rendita nominale di lire ventimila sul debito pubblico italiano”*.

Stimato esponente della comunità giavenese per via delle numerose attività filantropiche, Pacchiotti devolve il suo intero patrimonio in beneficenza e affida l'esecuzione delle sue volontà all'amico Francesco Molines. Il progetto dell'edificio viene ideato dall'ingegner Davicini, che concepisce una pianta rettangolare e, seguendo il concept del suo fondatore, destina il piano rialzato ad aule scolastiche ed il piano superiore a convitto, riservando gli spazi seminterrati alle officine per la scuola professionale.

Molines dona all'istituto i terreni attigui in suo possesso e si fa carico delle spese necessarie a riservare posti gratuiti in convitto per 12 giovani giavenesi. Il 26 luglio 1890, il primo consiglio amministrazione però, assegna solo cinque di questi posti, impiegando i fondi



Figura 31 - Istituto Pacchiotti, anni '30 [<https://www.facebook.com/fondazionepacchiotti>]

restanti per coprire i costi dell'istituto e affida gli insegnamenti a giovani laureati del Politecnico di Torino. Il programma didattico è costituito da due corsi differenti: mentre il corso professionale riscuote scarso successo e viene chiuso nel 1915, il corso tecnico, anche grazie alla equiparazione ai corsi pubblici, ottiene numerose adesioni, fino a raggiungere un massimo di circa 160 allievi. Nonostante l'ampio consenso, i rincari dovuti al periodo bellico portano ad inevitabili aumenti delle rette scolastiche, che non sono però sufficienti a coprire le spese. Nel 1921, anche il corso tecnico viene eliminato.

Dal 1922, la riforma scolastica del regime fascista porta a modifiche degli insegnamenti al fine di favorire la propaganda della dottrina e delle pratiche del movimento politico. Durante il ventennio, l'imposizione di ospitare le colonie dei fasci all'estero all'interno dell'edificio causa problemi economici, in quanto le spese a bilancio dell'amministrazione non verranno mai restituite.

La politica fascista, unita alla Grande Depressione, porta alla chiusura della scuola fino al 1936, quando la gestione dell'Istituto viene affidata all'ordine religioso dei Fratelli delle Scuole Cristiane, con concessione trentennale. L'ordine esegue una serie di lavori che restituiscono dignità alla struttura, seppur utilizzando i soldi ottenuti dalla vendita delle attrezzature dell'officina tecnica e dei terreni donati da Molines. Il rinnovamento degli ambienti consente la ripresa dell'attività scolastica e la riapertura del convitto. Nel 1960 la concessione in usufrutto dell'istituto e dei terreni circostanti viene rinnovata.

Nel 1976, la Soprintendenza per I Beni Artistici e Storici del Piemonte riconosce l'Istituto Pacchiotti ed il parco circostante come bene di interesse culturale e paesaggistico.

Nel 1990, la convenzione con l'ordine dei Fratelli delle Scuole Cristiane non viene rinnovata e un gruppo di ex allievi, per evitarne la chiusura, fonda un'associazione che si occupa della conservazione della struttura allo scopo di mantenere aperto l'istituto.

4.3. INQUADRAMENTO SISMICO

Come spiegato in precedenza, il rischio sismico è definito in funzione della pericolosità, della vulnerabilità e dall'esposizione. La riforma della classificazione sismica introdotta nel 2019 attribuisce all'area di Giaveno una zona sismica 3S, ossia "zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti". Il valore di accelerazione di picco al suolo per tale categoria si attesta tra i 0,100g e i 0,125g.

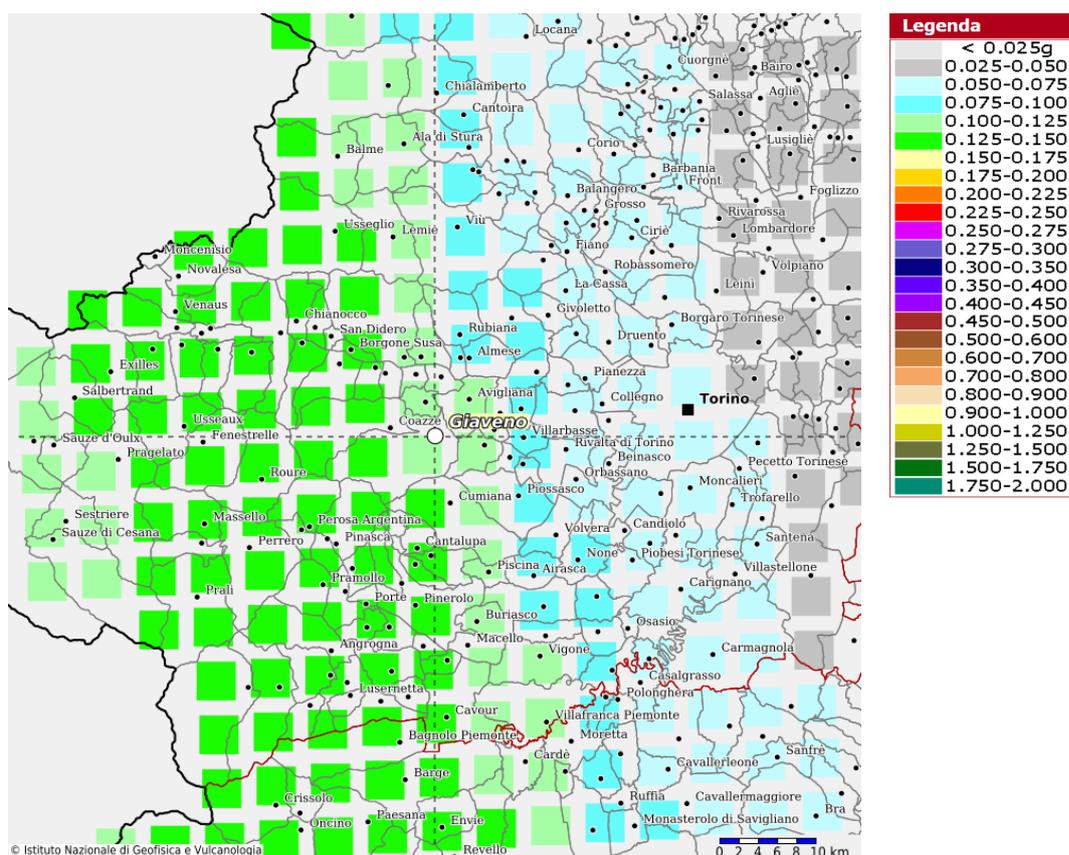


Figura 32 - Mappa di pericolosità sismica di Giaveno

Consultando il Database Macrosismico Italiano (DBMI15), redatto dall' Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia (INGV), è possibile ottenere accesso alla storia sismica di Giaveno. Nel periodo di tempo compreso tra il 1886 e il 2020 sono stati registrati 18 eventi sismici.

L'evento sismico di maggior rilievo risulta essere quello avvenuto nella notte tra il 25 e 26 ottobre 1914, con epicentro a Giaveno e magnitudo 5.3. La scossa fu avvertita in gran parte del Piemonte, causando una vittima e danni ingenti al patrimonio edilizio.

Più recentemente, si ricorda il terremoto del 5 gennaio 1980, di magnitudo 5,0 con epicentro a Provonda, frazione di Giaveno distante solo 7 km. Le pagine di giornale dell'epoca riportano notizie di danni agli edifici degli abitati limitrofi, in particolare alla scuola ed alla chiesa della località Maddalena, mentre non si hanno notizie di danni alla struttura dell'istituto.

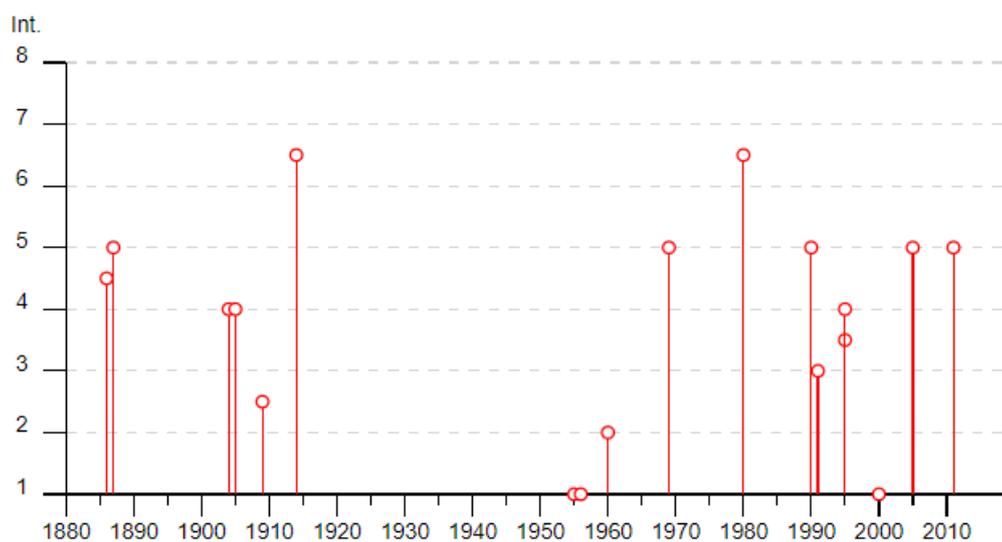


Figura 33 - Storia sismica di Giaveno

4.4. STATO DI FATTO

4.4.1. RILIEVO GEOMETRICO

L'Istituto Pacchiotti è un edificio in muratura portante composto da un piano seminterrato, un piano rialzato ed ulteriori tre piani fuori terra. Occupa un'impronta di circa 1450 m², per un'altezza totale di circa 21 m.

L'edificio è costituito da un corpo centrale, dal quale si sviluppano due ali laterali ed un ulteriore corpo nella parte posteriore, che termina con pianta semicircolare. Nella sezione terminale posteriore delle ali sorgono inoltre due volumi che ospitano i servizi igienici.

I prospetti esterni risultano semplici e simmetrici, con aperture regolari ed allineate.

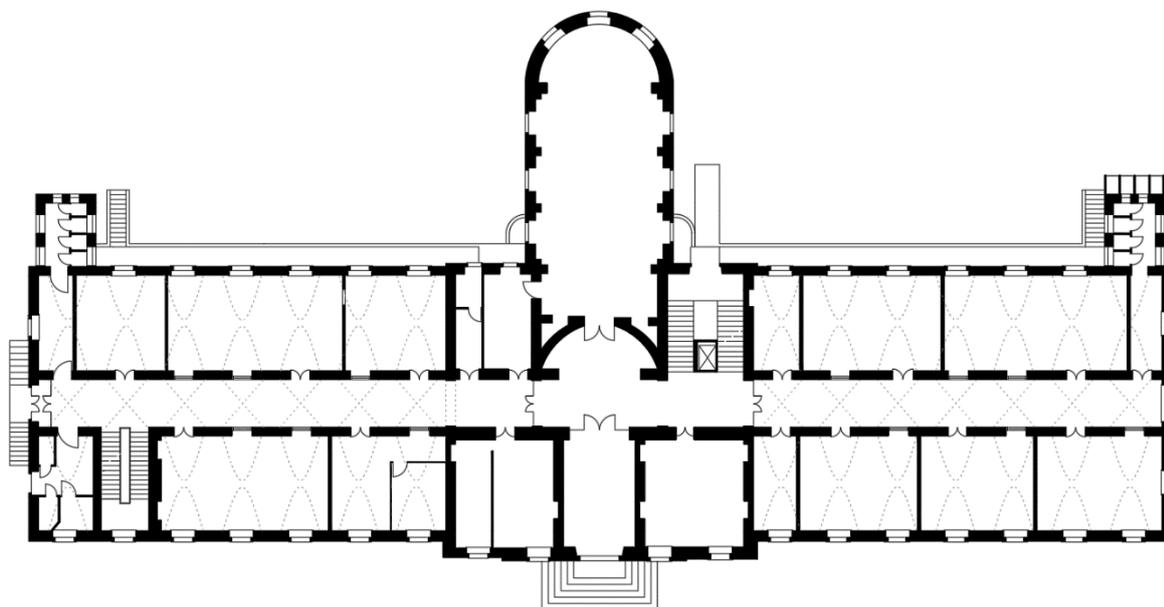


Figura 34 - Pianta piano rialzato

Le murature portanti, in mattoni pieni e malta di calce, sono eseguite secondo la regola dell'arte, con giunti sfalsati e regolari, buona tessitura muraria e caratterizzati dalla presenza elementi di connessione trasversale. Gli spessori variano da 50 a 100 cm circa.

Gli orizzontamenti del piano interrato e del piano rialzato sono caratterizzati da solai su volte a botte lunettate e volte a crociera, mentre quelli dei piani superiori sono realizzati in acciaio e voltine.

Lo stato manutentivo dell'Istituto risulta disomogeneo: gli ambienti del piano rialzato e del piano primo, di competenza dell'istituto Pascal, risultano ben conservati, mentre alcuni

ambienti del piano seminterrato e del sottotetto versano in totale abbandono, con conseguente deterioramento delle strutture verticali e orizzontali. In particolare, si riscontra un ammaloramento in alcune sezioni dell'orditura principale della copertura, presumibilmente causato da infiltrazioni di acqua dovute alla mancanza di elementi del manto in coppi.

In ultimo, si evidenzia l'inadeguatezza del sistema di esodo antincendio, tematica che sarà trattata in fase di intervento.

4.4.1.RILIEVO FUNZIONALE E FOTOGRAFICO

La distribuzione interna è pressoché la stessa per ogni piano, con un lungo corridoio che percorre longitudinalmente l'intero edificio e permette la fruizione di tutti gli ambienti dell'Istituto. Il collegamento verticale ai piani è garantito da una scala principale situata nel corpo centrale e da una scala secondaria collocata nell'ala di sinistra.

Le principali attività svolte all'interno dell'Istituto risultano:

- la Fondazione Pacchiotti, *che tutela il patrimonio dell'Istituto fondato nel 1890, coordina e promuove le attività culturali, solidali e educative per concretizzare e attualizzare la volontà dei fondatori;*
- alcune classi dell'Istituto Blaise Pascal, con sede principale in via Giosuè Carducci 4;
- la Fondazione Casa di Carità Arti e Mestieri, *ente di formazione professionale no profit, di proposta cristiana, che ha come scopo l'istruzione, la formazione e la promozione professionale, umana, culturale, sociale e spirituale delle persone. Opera progettando, coordinando e realizzando attività di ricerca, di orientamento, di istruzione e formazione, di aggiornamento e di accompagnamento al lavoro;*
- diverse associazioni private, quali Juventus Club, U.S. La Salle e la banda di Giaveno.

Nelle pagine seguenti vengono riportati il rilievo fotografico dell'Istituto Pacchiotti e gli elaborati grafici in scala 1:200.



Figura 35 - Prospetto posteriore, ala destra



Figura 36 - Prospetto posteriore, volume della chiesa



Figura 37 - Chiesa



Figura 38 - Corridoio secondo piano



Figura 39 - Rilievo solaio secondo piano

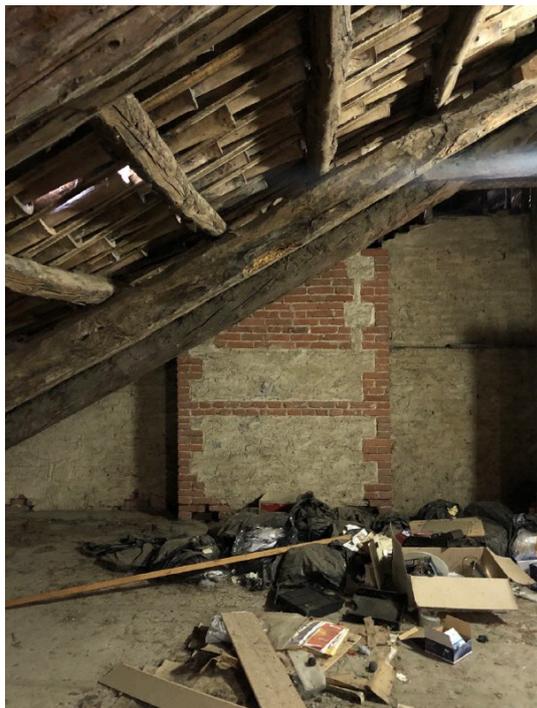
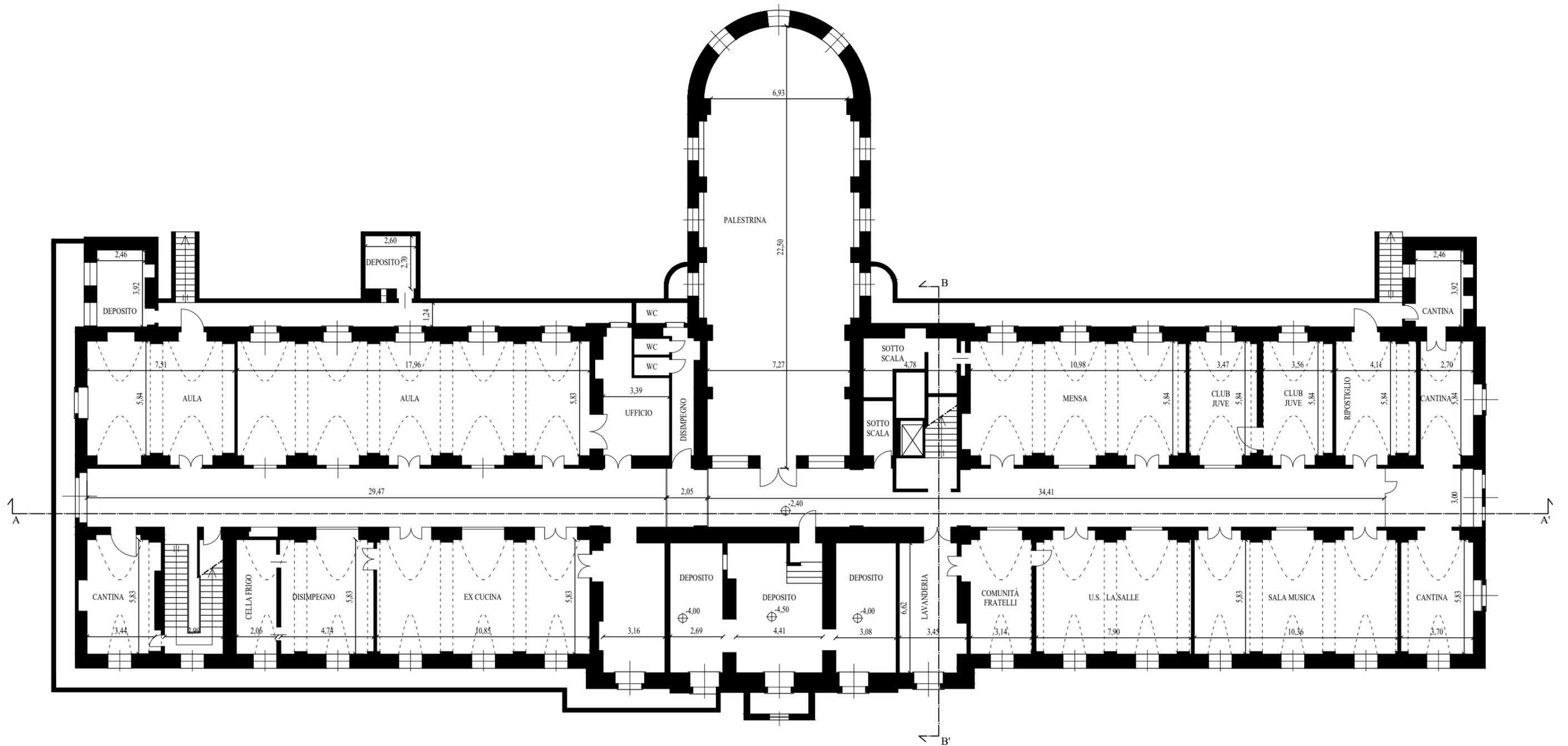
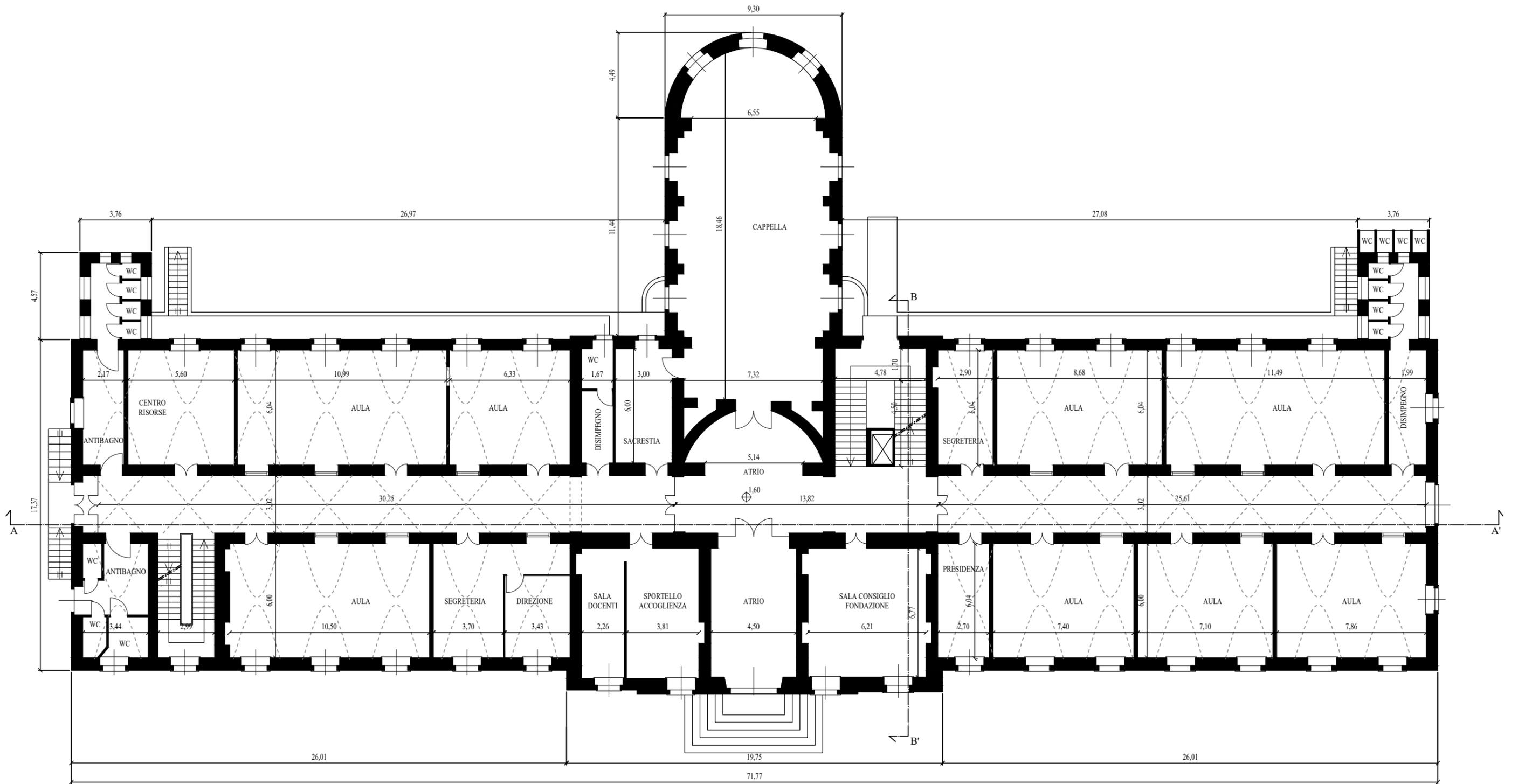


Figura 40 - Copertura lignea



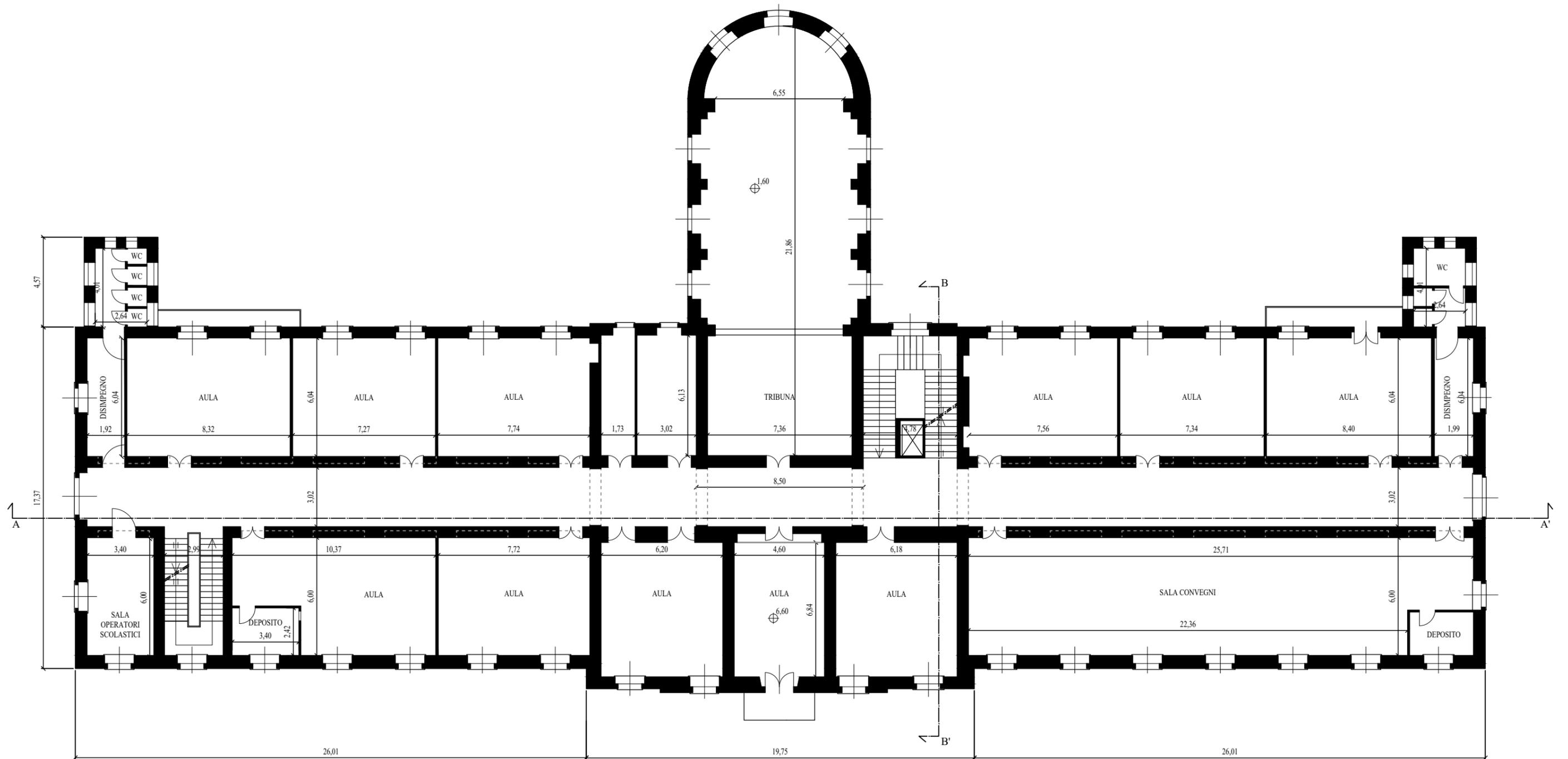
PIANTA PIANO SEMINTERRATO
scala 1:200





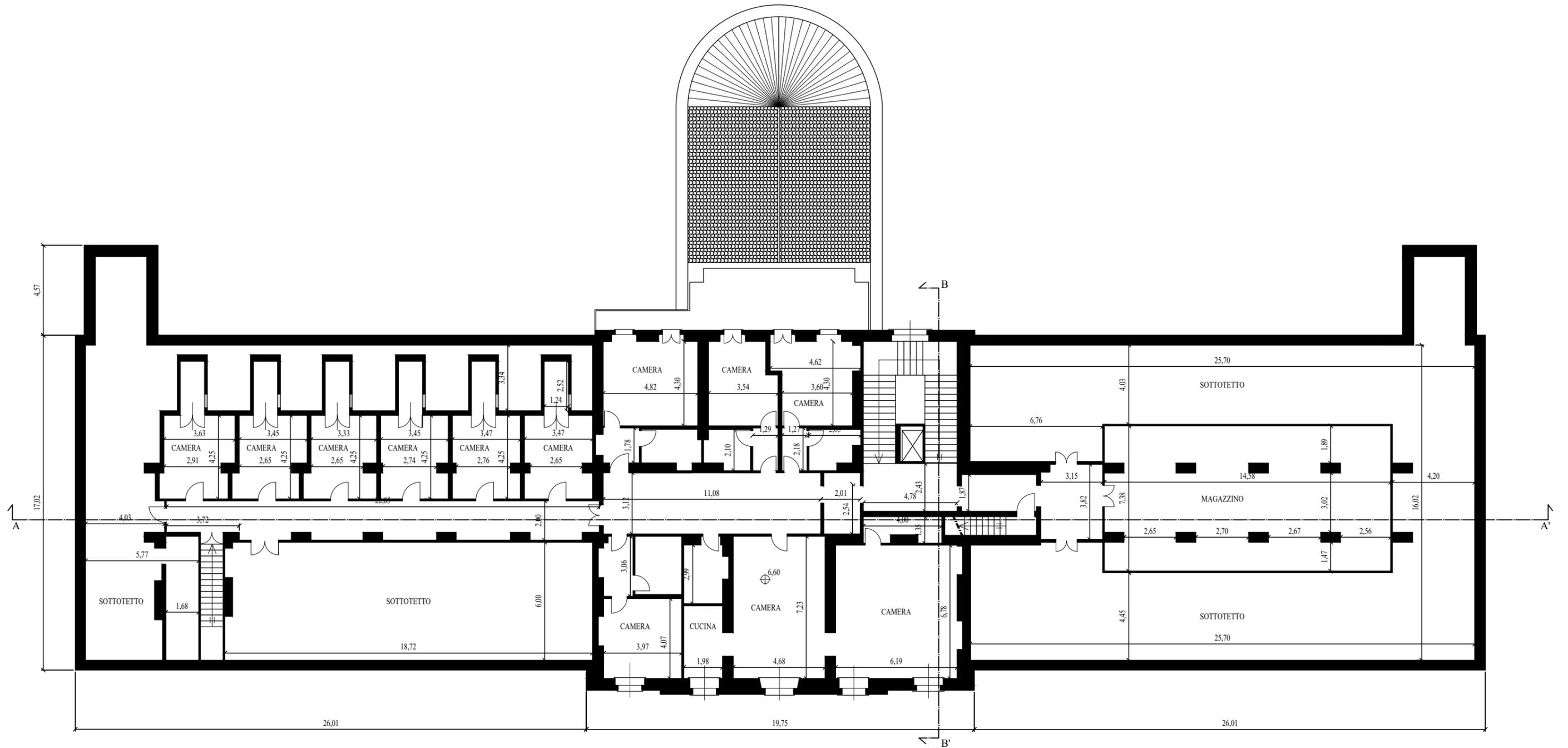
PIANTA PIANO RIALZATO
scala 1:200





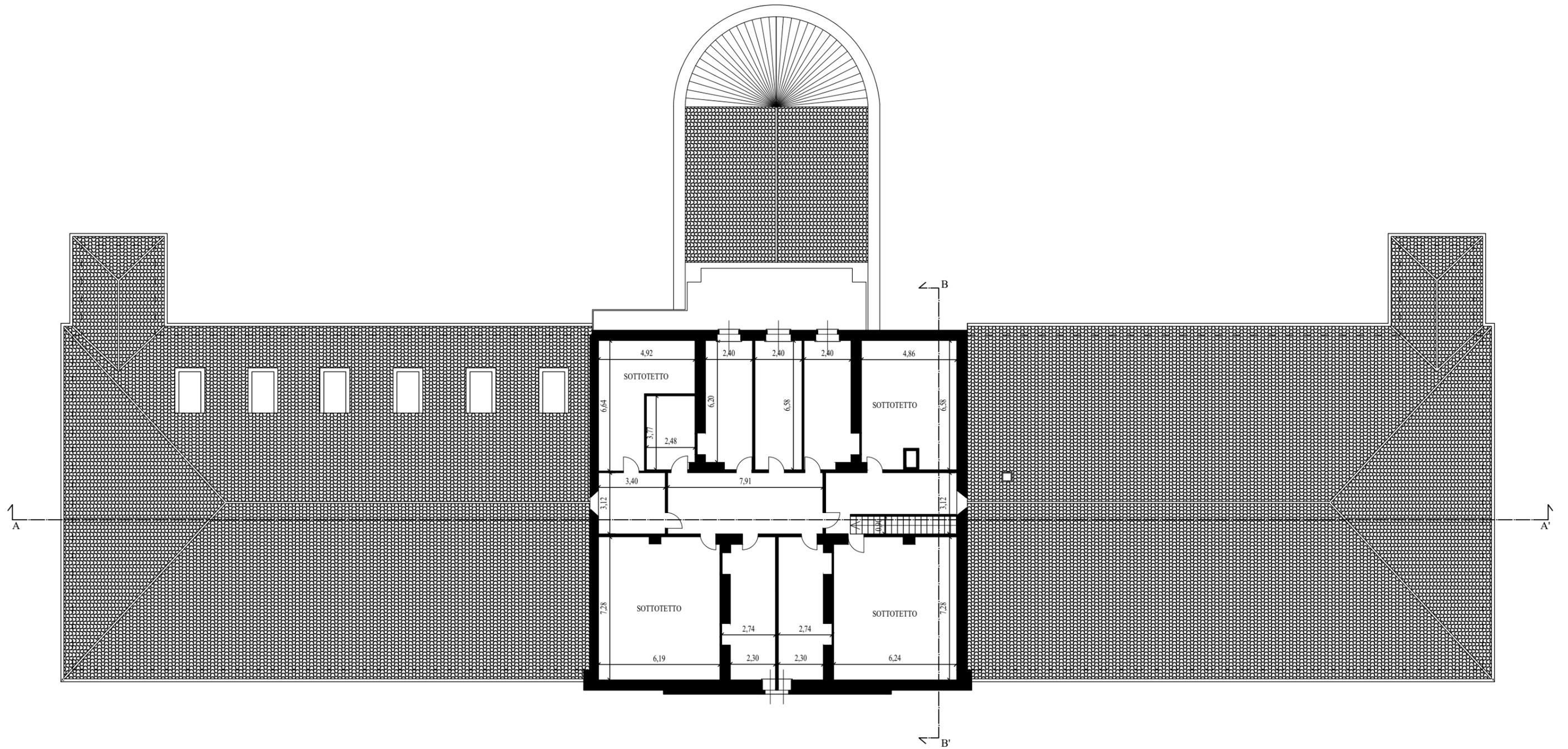
PIANTA PIANO PRIMO
scala 1:200





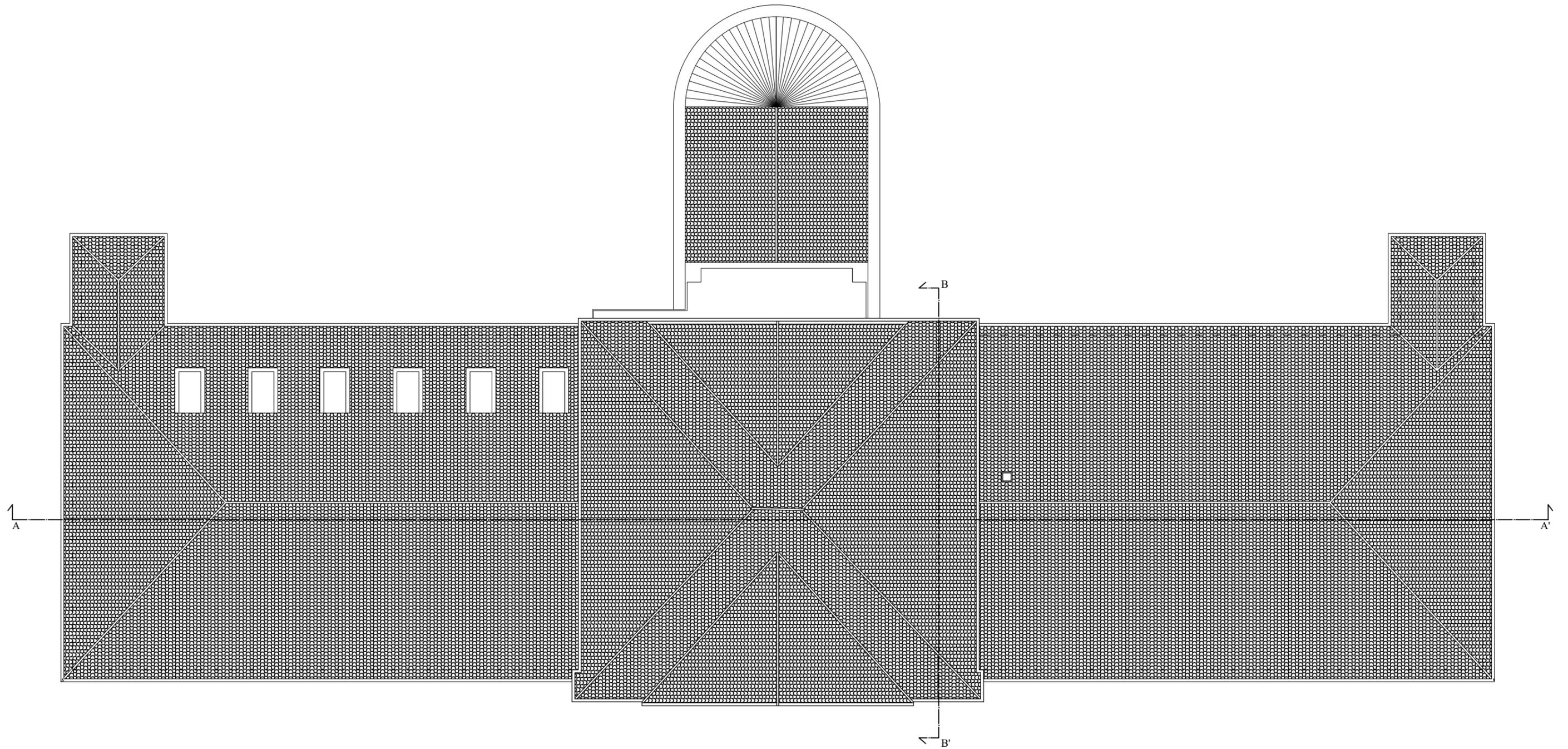
PIANTA PIANO SECONDO
scala 1:200



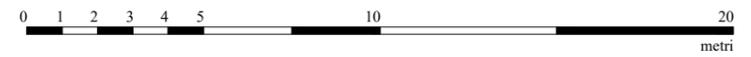


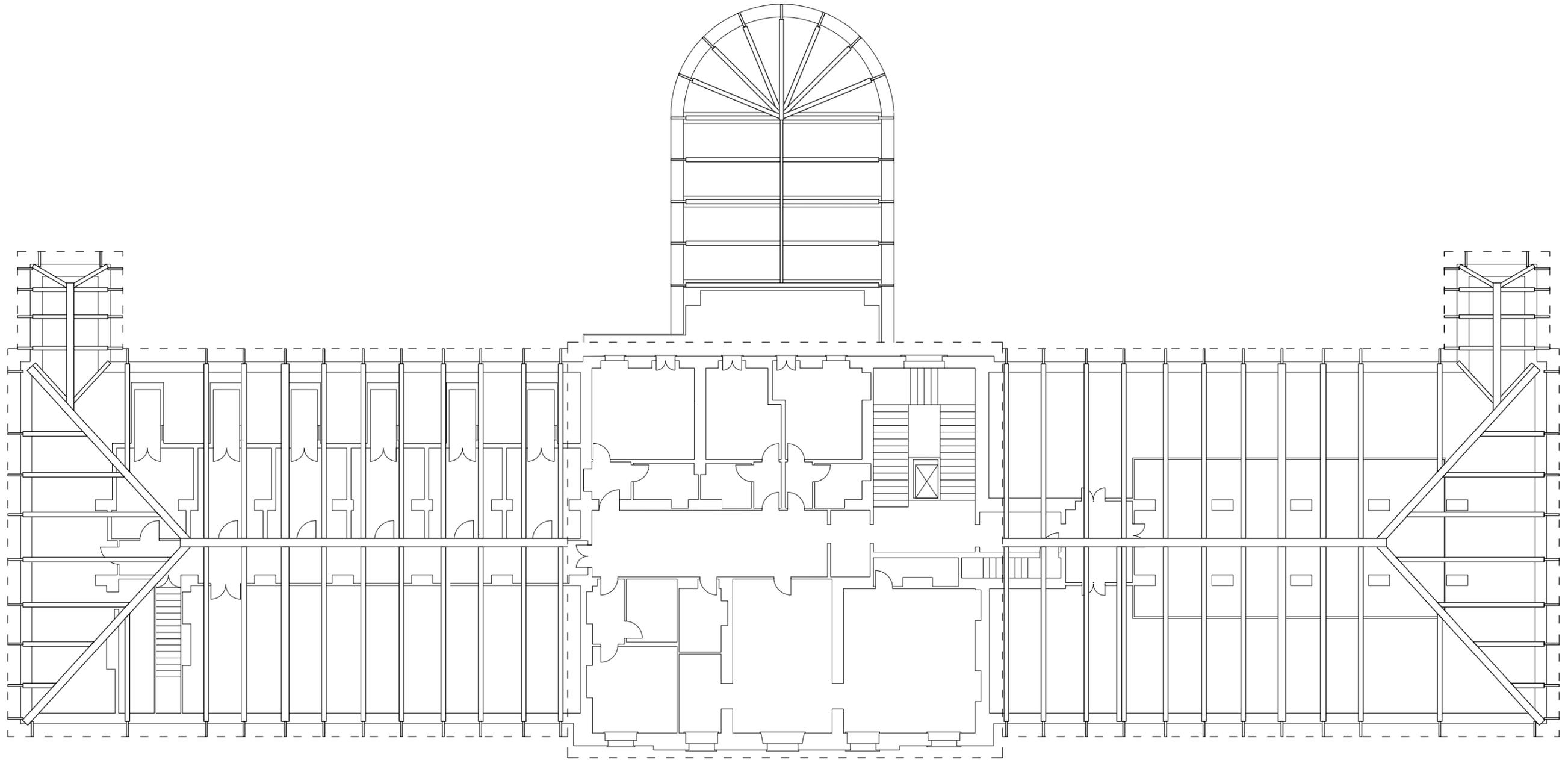
PIANTA PIANO TERZO
scala 1:200





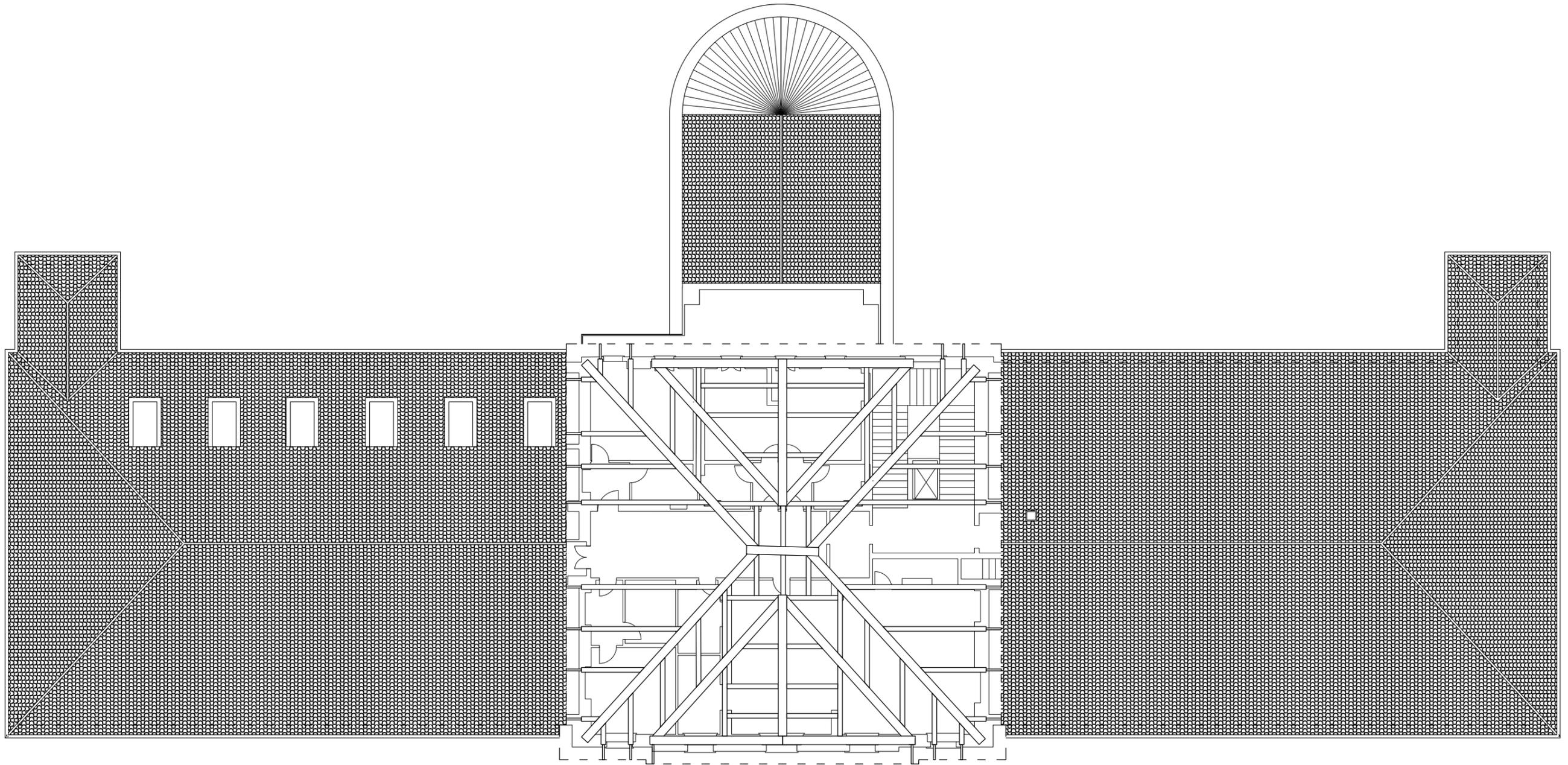
PIANTA COPERTURA
scala 1:200





STRUTTURE COPERTURA PIANO SECONDO
scala 1:200





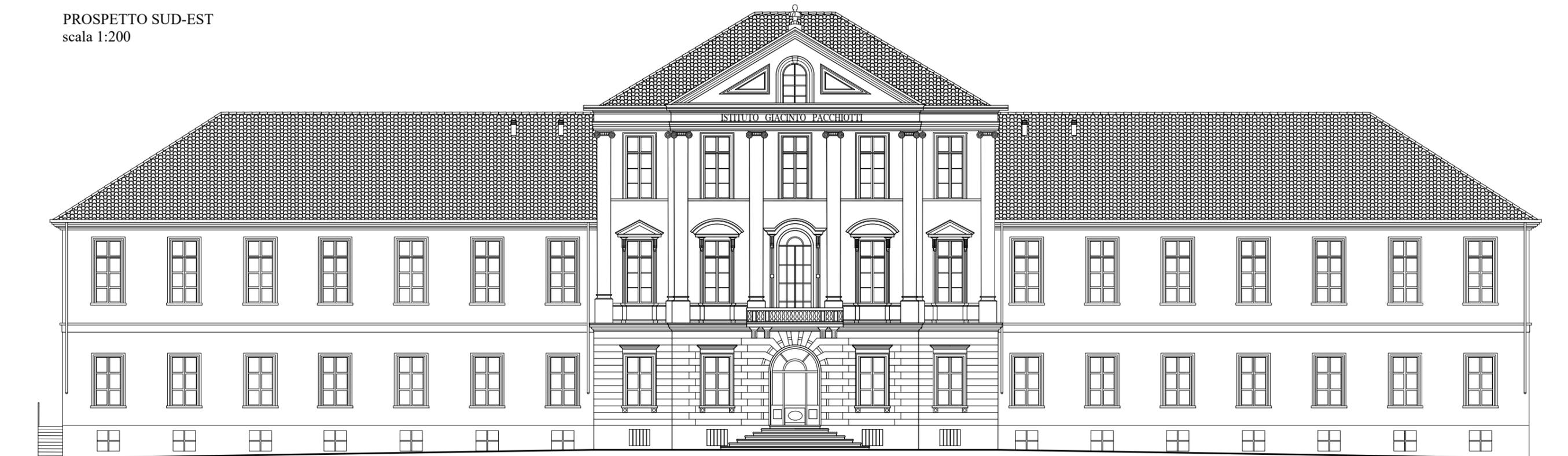
STRUTTURE COPERTURA PIANO TERZO
scala 1:200



PROSPETTO NORD-EST
scala 1:200



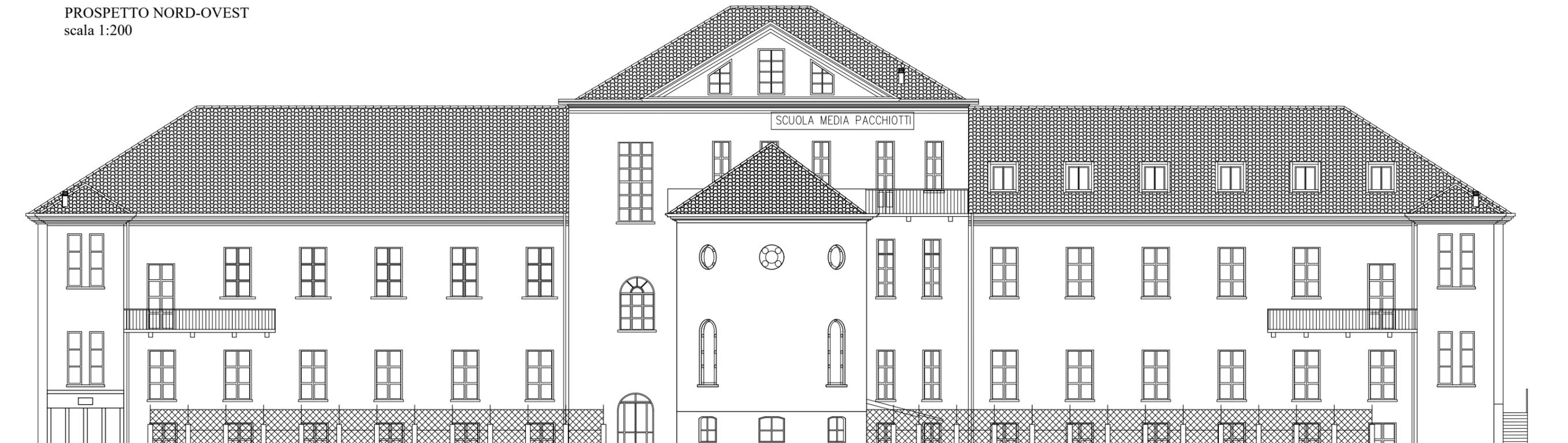
PROSPETTO SUD-EST
scala 1:200



PROSPETTO SUD-OVEST
scala 1:200



PROSPETTO NORD-OVEST
scala 1:200

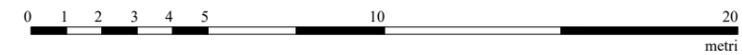
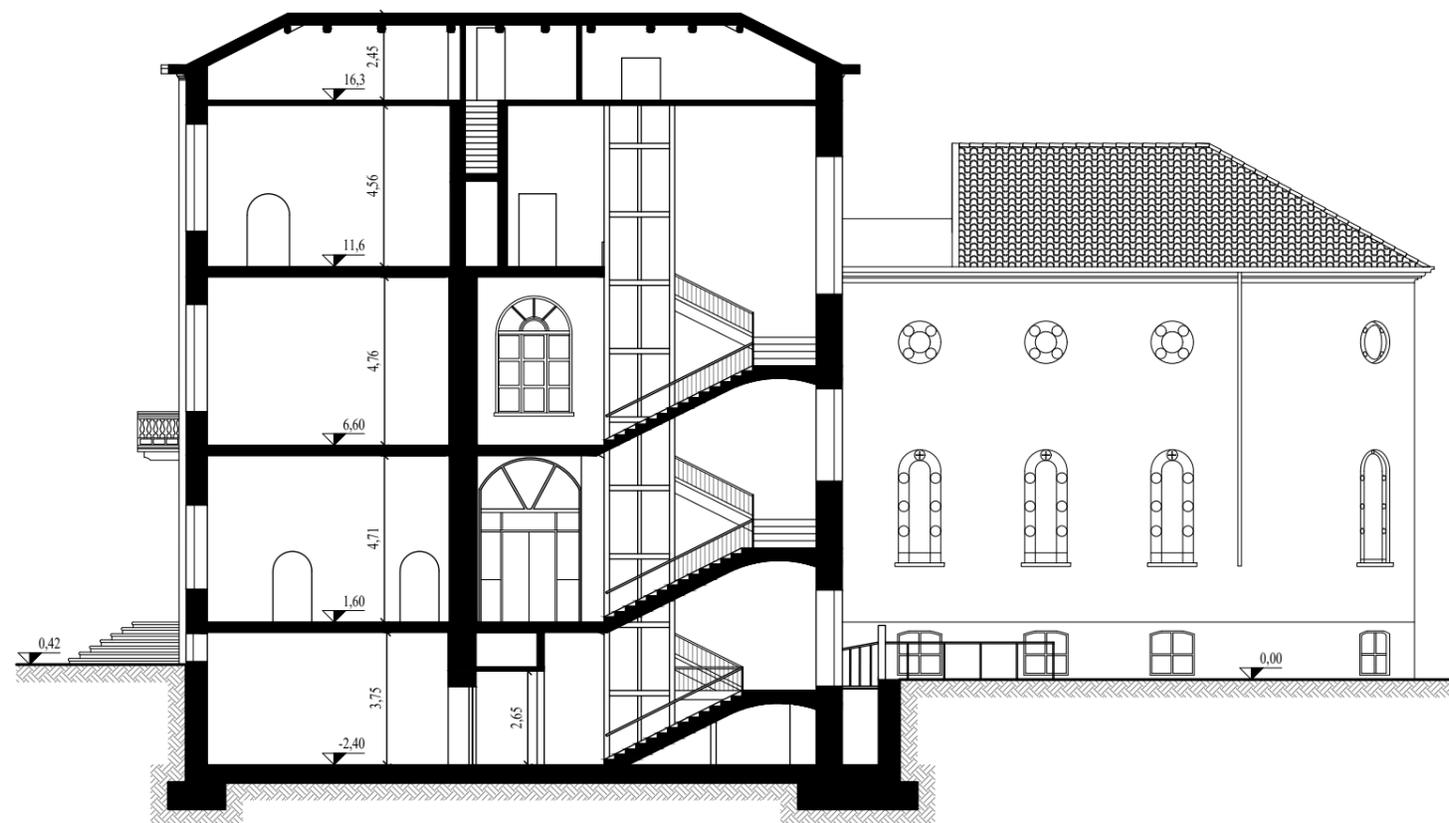


SEZIONE A-A'

scala 1:200



SEZIONE B-B'
scala 1:200



4.4.2. RILIEVO STRUTTURALE

Il rilievo strutturale dell'Istituto Pacchiotti è stato ottenuto da elaborati grafici. Infatti, a causa dell'attività scolastica in corso, non è stato possibile eseguire saggi e prove non distruttive su murature e orizzontamenti dei primi due piani fuori terra, mentre è stato possibile analizzare in maniera più approfondita le strutture verticali e orizzontali dei livelli superiori e la copertura lignea.

4.4.2.1. STRUTTURE VERTICALI

Come accennato in precedenza, le strutture verticali dell'edificio sono realizzate in muratura portante. In particolare, la tipologia muraria è quella in mattoni pieni e malta di calce, con spessori variabili tra 50 e 100 cm, via via più ridotti man mano che si procede verso i livelli superiori.

La muratura è caratterizzata da malta in buono stato di conservazione, con giunti regolari. I diatoni sono in grado di garantire la monoliticità della parete. La tessitura muraria risulta ordinata e regolare, garantendo il rispetto dello sfalsamento verticale dei giunti e l'orizzontalità dei filari. Vi è una prevalenza di elementi in buono stato di conservazione.

Le strutture verticali, come si vedrà anche in seguito, sono dunque caratterizzate da buone caratteristiche meccaniche. Inoltre, la regolarità delle aperture garantisce una buona ripartizione dei carichi verticali sui maschi murari.

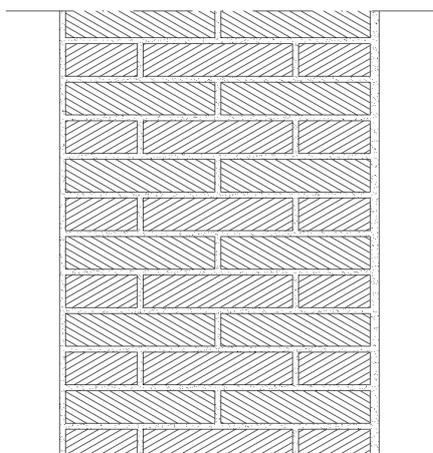


Figura 41 – Mattoni pieni e malta di calce

4.4.2.2. STRUTTURE ORIZZONTALI

Possiamo distinguere due tipologie principali di orizzontamenti all'interno della struttura: solai su volte, a botte e a crociera, presenti al piano seminterrato ed al piano rialzato, e solai misti in acciaio e laterizio, presenti ai piani fuori terra. La configurazione della copertura è quella del tetto alla piemontese.

I sovraccarichi applicati sono quelli definiti al paragrafo 3.1.4. dalle NTC2018, in funzione delle destinazioni d'uso degli ambienti.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Figura 42 - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

In seguito, vengono riportate le diverse tipologie di orizzontamenti e coperture presenti, con relativa analisi dei carichi:

- SOLAIO SU VOLTE (*a botte e a crociera*): le due diverse tipologie di volte presentano la medesima soluzione, ossia una struttura portante in mattoni pieni in foglio intonacata, con una serie di frenelli in laterizio. Su questi è posta un'orditura lignea su cui è posto un tavolato. Il piano di calpestio è costituito da cosiddetto "pavimento alla veneziana", con sottofondo in calcestruzzo e battuto di pietrisco.

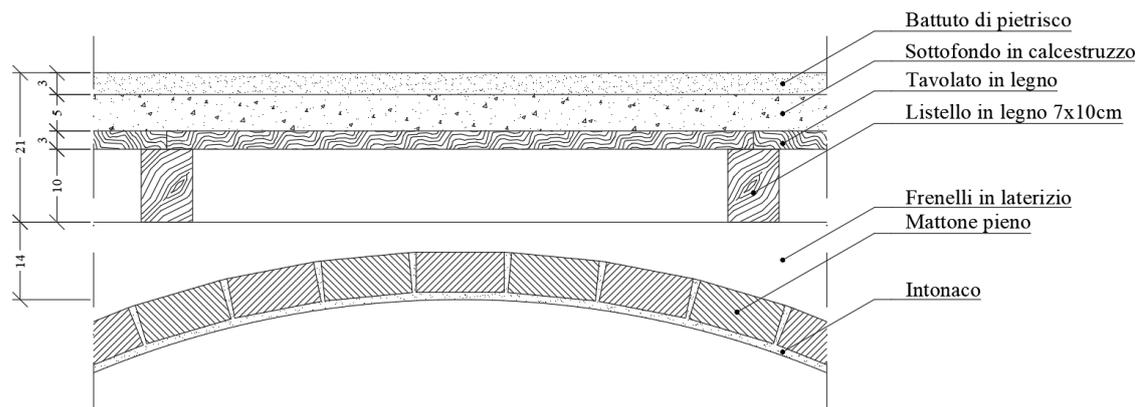


Figura 43 - Solaio su volte

SOLAIO SU VOLTA A BOTTE						
Elemento	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Interasse [m]	Peso su unità di lunghezza [kN/m]	Peso su unità di volume [kN/m ³]	Peso su unità di superficie [kN/m ²]
G _{k,1}	Volta a botte					0,83
G _{k,2}	Battuto in calce e graniglia	0,03			21,00	0,63
	Sottofondo in calcestruzzo	0,05			19,00	0,95
	Tavolato in legno	0,02			6,38	0,13
	Listelli in legno 7x10cm			0,80	6,38	0,03
	Frenelli in laterizio					0,74
	Intonaco	0,02			14,00	0,28
Q _k	Ambienti suscettibili di affollamento					3,00
TOTALE						6,59

Tabella 2 - Analisi dei carichi volta a botte

SOLAIO SU VOLTA A CROCIERA						
Elemento	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Interasse [m]	Peso su unità di lunghezza [kN/m]	Peso su unità di volume [kN/m ³]	Peso su unità di superficie [kN/m ²]
G _{k,1}	Volta a crociera					0,93
G _{k,2}	Battuto in calce e graniglia	0,03			21,00	0,63
	Sottofondo in calcestruzzo	0,05			19,00	0,95
	Tavolato in legno	0,02			6,38	0,13
	Listelli in legno 7x10cm			0,80	6,38	0,03
	Frenelli in laterizio					0,74
	Intonaco	0,02			14,00	0,28
Q _k	Ambienti suscettibili di affollamento					3,00
TOTALE						6,69

Tabella 3 - Analisi dei carichi volta a crociera

- SOLAIO IN ACCIAIO (INP80) E VOLTINE: il solaio è costituito da una struttura portante caratterizzata da un profilo metallico INP80 con voltine in mattone pieno e riempimento in calcestruzzo. La pavimentazione, come per i solai su volte, è realizzato con sottofondo in calcestruzzo e battuto di pietrisco. Questa tipologia di solaio è presente nel lungo corridoio centrale, caratterizzato da una luce esigua. La stratigrafia del solaio su volte è la seguente:

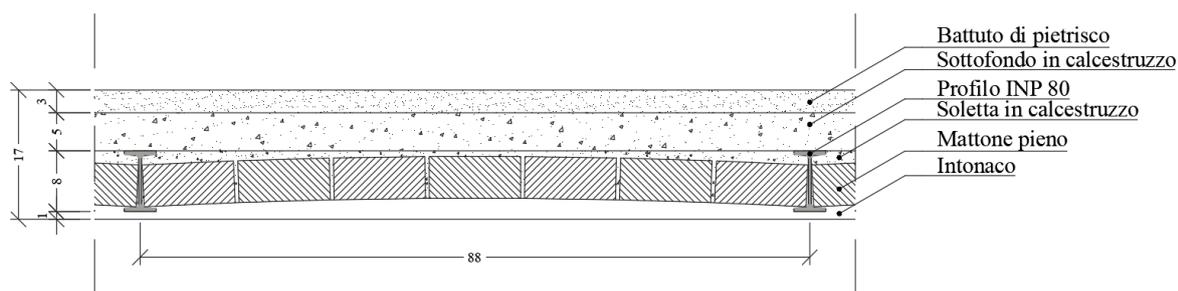


Figura 44 - Solaio in acciaio (INP80) e voltine

SOLAIO IN ACCIAIO E VOLTINE							
Elemento		Spessore [m]	Lunghezza [m]	Interasse [m]	Peso su unità di lunghezza [kN/m]	Peso su unità di volume [kN/m ³]	Peso su unità di superficie [kN/m ²]
G _{k,1}	Soletta in calcestruzzo	0,02				24,00	0,36
	Voltina in mattoni pieni						0,79
	Profilo metallico INP 80			0,88	0,06		0,07
G _{k,2}	Battuto in calce e graniglia	0,03				21,00	0,63
	Sottofondo in calcestruzzo	0,05				19,00	0,95
	Intonaco	0,02				14,00	0,28
Q _k	Ambienti suscettibili di affollamento						3,00
TOTALE							6,07

Tabella 4 - Analisi dei carichi solaio in acciaio (INP80) e voltine

- SOLAIO IN ACCIAIO (INP80) E VOLTINE: il solaio è costituito da una struttura portante caratterizzata da un profilo metallico INP80 con voltine in mattone pieno e riempimento in calcestruzzo. La pavimentazione, come per i solai su volte, è realizzato con sottofondo in calcestruzzo e battuto di pietrisco. Questa tipologia di solaio è presente negli ambienti accessibili dal lungo corridoio centrale, caratterizzati da una notevole luce, circa 6 m. La stratigrafia del solaio su volte è la seguente:

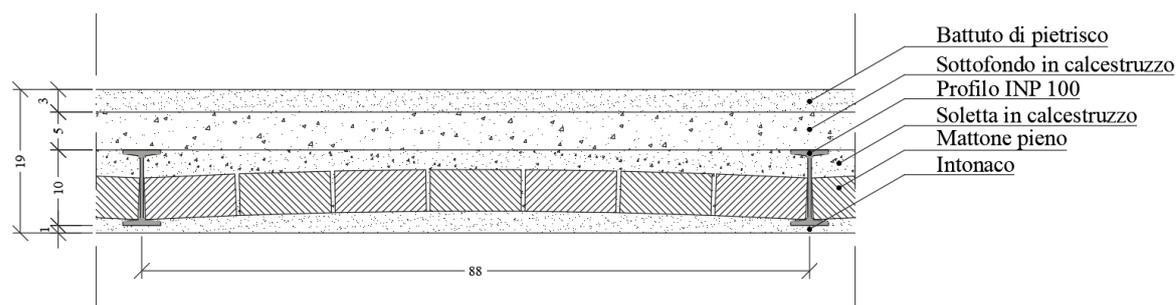


Figura 45 - Solaio in acciaio (INP100) e voltine

SOLAIO IN ACCIAIO (INP100) E VOLTINE						
Elemento	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Interasse [m]	Peso su unità di lunghezza [kN/m]	Peso su unità di volume [kN/m ³]	Peso su unità di superficie [kN/m ²]
G _{k,1}	Soletta in calcestruzzo	0,02			24,00	0,72
	Voltina in mattoni pieni					0,79
	Profilo metallico INP 100		0,88	0,08		0,09
G _{k,2}	Battuto in calce e graniglia	0,03			21,00	0,63
	Sottofondo in calcestruzzo	0,05			19,00	0,95
	Intonaco	0,02			14,00	0,28
Q _k	Ambienti suscettibili di affollamento					3,00
TOTALE						6,46

Tabella 5 - Analisi dei carichi solaio in acciaio (INP100) e voltine

- COPERTURA IN LEGNO: la struttura di copertura è caratterizzata da una serie di capriate lignee che sorreggono il colmo, su cui poggia un'orditura primaria di puntone in legno. Gli arcarecci, posti trasversalmente ad un interasse di circa 70 cm, portano una serie di listelli su cui è realizzato il manto di copertura in coppi in laterizio.

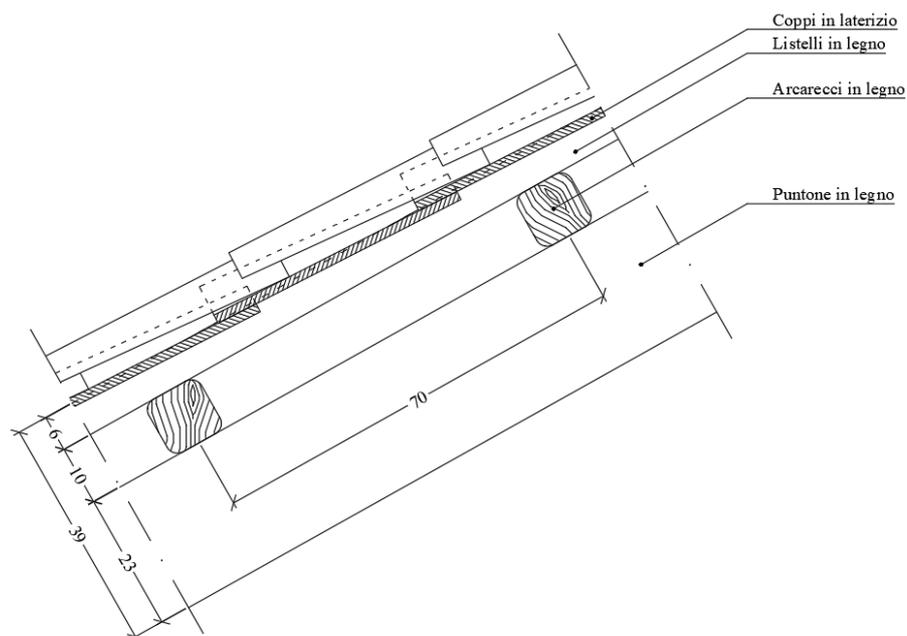


Figura 46 - Copertura in legno

Il carico accidentale dovuto alla neve viene calcolato secondo NTC2018 e risulta:

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

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, assunto pari a $2,06 \frac{kN}{m^2}$ in considerazione della *Zona I - Alpina* e dell'altitudine superiore ai 200 m;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, assunto pari a 0,8;

C_E è il coefficiente di esposizione della copertura, assunto pari a 1,0;

C_t è il coefficiente termico, assunto pari a 1,0.

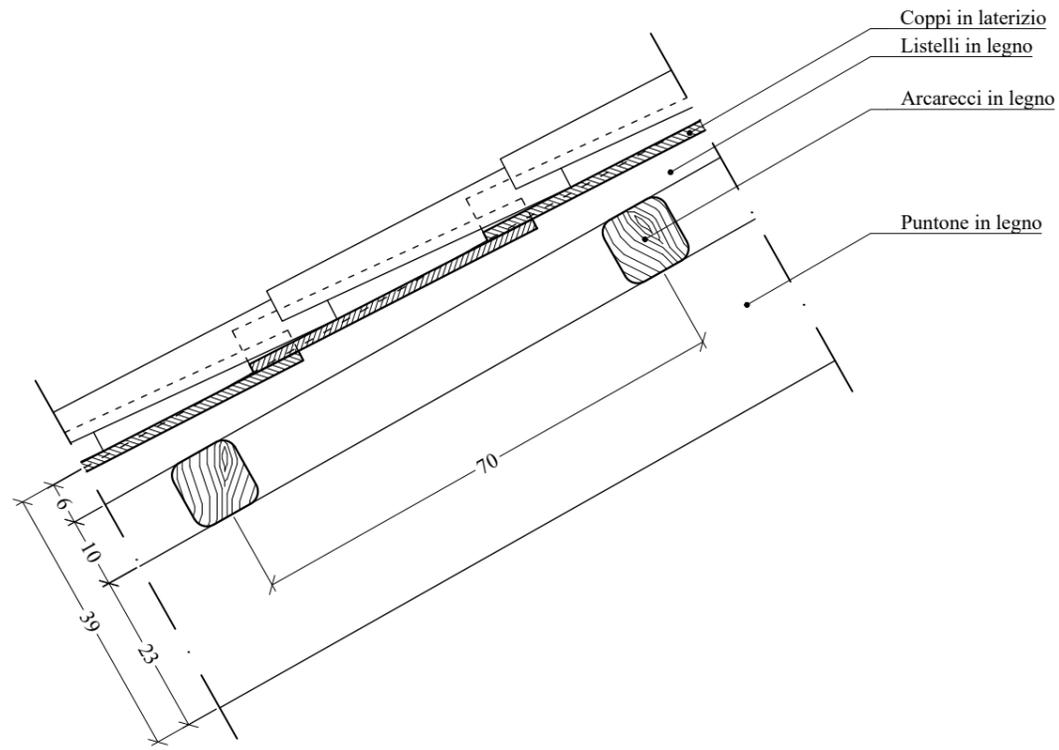
Dunque:

$$q_s = 1,65 \frac{kN}{m^2}$$

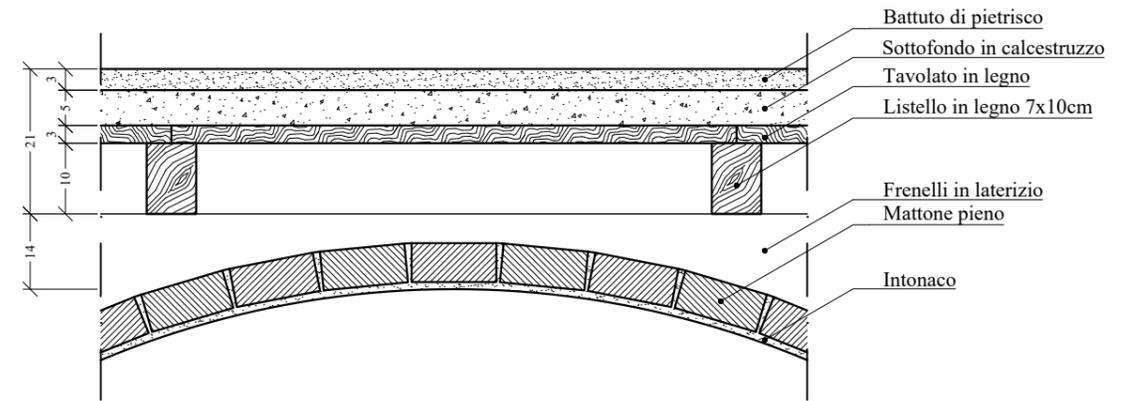
COPERTURA IN LEGNO							
Elemento		Spessore [m]	Lunghezza [m]	Interasse [m]	Peso su unità di lunghezza [kN/m]	Peso su unità di volume [kN/m ³]	Peso su unità di superficie [kN/m ²]
G _{k,1}	Puntone in legno 16x23 cm			1,85		6,38	0,13
G _{k,2}	Coppi in laterizio						0,60
	Listelli sottotegola in legno 6x6 cm			0,15		6,38	0,15
	Arcarecci in legno 10x10 cm			0,70		6,38	0,09
Q _k	Coperture accessibili per sola riparazione e manutenzione						0,50
	Neve						1,65
TOTALE							3,12

Tabella 6 - Analisi dei carichi copertura in legno

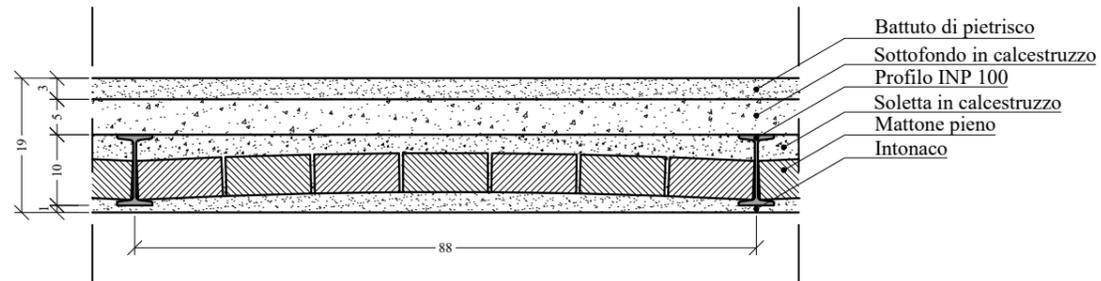
COPERTURA
scala 1:10



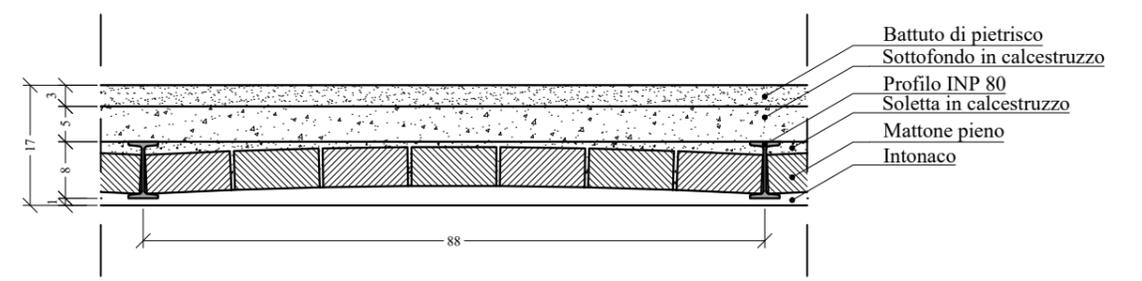
scala 1:10



SOLAIO IN INP100 E VOLTINE
scala 1:10



SOLAIO IN INP80 E VOLTINE
scala 1:10



5. ANALISI SISMICA

5.1. SOFTWARE DI CALCOLO

Per la caratterizzazione sismica dell'Istituto Pacchiotti è stato utilizzato il software *3MURI* sviluppato da *S.T.A. DATA*.

Il software permette l'analisi di edifici in muratura e misti (acciaio, calcestruzzo e legno), mediante un metodo di calcolo FME (Frame by Macro Elements). Il modello scatolare, tipico delle strutture in muratura, viene associato ad un telaio equivalente, discretizzando ogni parete in:

- *maschi murari*: sono elementi monodimensionali verticali tra due aperture consecutive. Hanno funzione portante;
- *fasce di piano*: sono elementi monodimensionali orizzontali tra le aperture di due piani successivi. Hanno la funzione di trasmettere i carichi ai maschi murari adiacenti;
- *nodi rigidi*: sono elementi di collegamento tra maschi murari e fasce di piano. Hanno funzione portante e di trasmissione dei carichi.

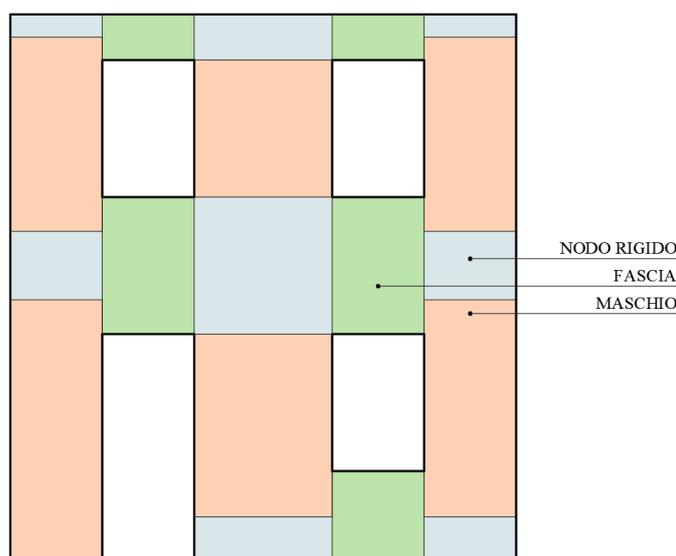


Figura 47 - Schematizzazione del pannello murario

Tale schematizzazione deriva dall'osservazione dello stato di fessurazione di strutture sottoposte ad azione sismica: lesioni e deformazioni, presenti nelle fasce e nei maschi murari, risultano invece assenti nelle zone di connessione, nelle quali si può supporre che lo stato deformativo si mantenga in campo elastico e possa essere trascurato.

Il macroelemento considerato, introdotto da Lagomarsino e Gambarotta (1996), è caratterizzato da larghezza b e spessore s : nelle porzioni di estremità ① e ③, di spessore infinitesimo Δ e infinitamente rigide ad azioni taglianti, è concentrata la deformabilità assiale, mentre nella porzione h , indeformabile assialmente e flessionalmente, è concentrata la deformabilità tangenziale.

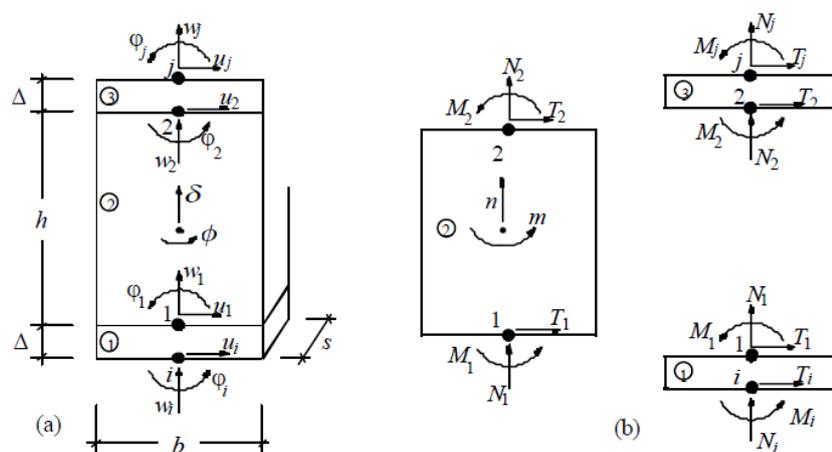


Figura 48 – Macroelemento FME

Il modello cinematico del macroelemento prende in considerazione 3 gradi di libertà in corrispondenza dei nodi di estremità i e j e 3 gradi di libertà in corrispondenza dei nodi di interfaccia 1 e 2.

La modellazione della struttura avviene come assemblaggio di strutture piane prive di rigidità fuori dal piano. Le *pareti* sono gli elementi resistenti ai carichi verticali e orizzontali. Esse sono collegate ad altre pareti e agli orizzontamenti mediante *nodi*. Questi mantengono 3 gradi di libertà quando appartengono ad un'unica parete, mentre avranno 5 gradi di libertà quando connettono pareti diverse.

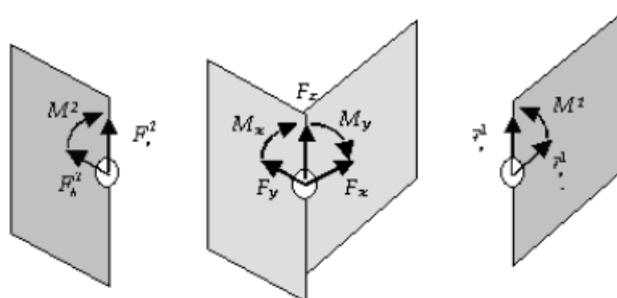


Figura 49 - Gradi di libertà nodi 2D e nodi 3D

Gli *orizzontamenti* trasmettono i carichi verticali a cui sono sottoposti e ripartiscono i carichi orizzontali alle pareti. Sono modellati come membrane ortotrope, caratterizzate da moduli elastici E_1 (direzione parallela all'orditura), E_2 (direzione perpendicolare all'orditura) e modulo tangenziale $G_{2,1}$.

5.2. INPUT DEL MODELLO

All'avvio del software 3Muri la prima operazione da compiere è quella di selezionare la normativa di riferimento e la tipologia di edificio in esame, se di nuova costruzione o esistente. La normativa attiva nell'analisi dell'Istituto Pacchiotti è la NTC18, aggiornata alla circolare applicativa di gennaio 2019.

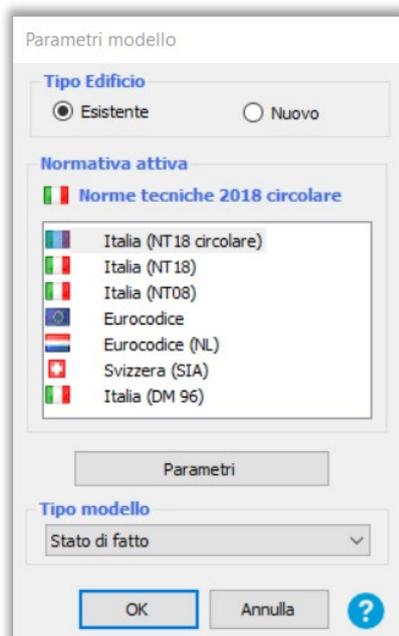


Figura 50 - Normativa attiva

Per la definizione del modello, si è partiti dal rilievo geometrico dell'edificio. Una volta importato il file in formato .dxf è stato possibile riprodurre sul software la maglia strutturale.

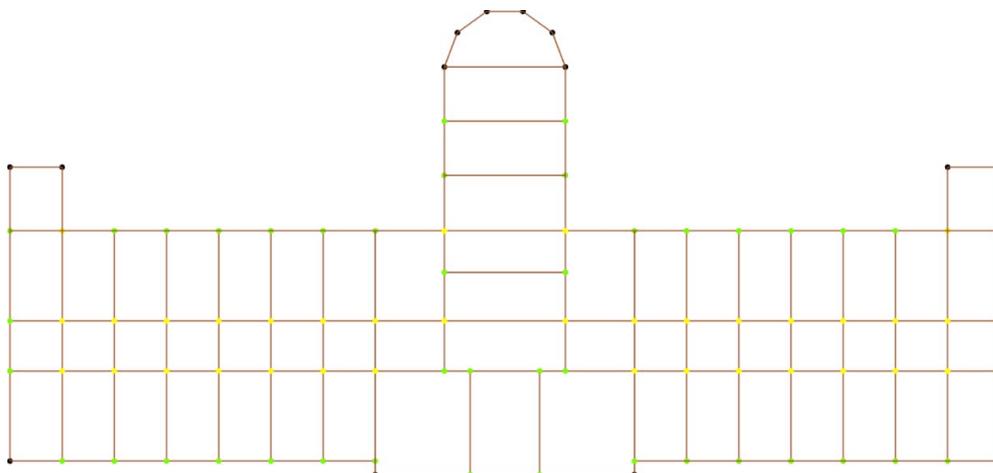


Figura 51 - Allineamenti struttura

Prima di passare alla definizione di pareti ed orizzontamenti è necessario definire le proprietà dei materiali. Il software permette di selezionare le tipologie di muratura definite dalla normativa nella tabella C8.5.I, alla quale associa automaticamente i parametri meccanici. Nel caso in esame l'edificio presenta una *muratura in mattoni pieni e malta di calce*. L'esecuzione secondo la regola dell'arte ha permesso di applicare i parametri migliorativi di *malta buona* e *connessione trasversale* tra i paramenti, definiti dalla tabella C.8.5.II. delle NTC18.

La scarsa possibilità di effettuare saggi e prove sperimentali sulle strutture, data l'operatività dell'Istituto, consente di attribuire all'edificio un livello di conoscenza LC1, da normativa “*quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e le indagini limitate sui dettagli costruttivi, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche di materiali*”.

Definizione parametri materiali

Tipo muratura: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Livello conoscenza: -- Limitate indagini -- LC1

FC: 1,35

	fm [N/cm2]	τ [N/cm2]	fv0 [N/cm2]	E [N/mm2]	G [N/mm2]	w [kN/m3]
Valore tabellare	260,00	5,00	13,00	1.500,00	500,00	18

Buttons: Normativa, OK, Annulla

Figura 52 - Definizione parametri materiali

Parametri migliorativi

<input checked="" type="checkbox"/>	Malta buona	1,0
<input type="checkbox"/>	Ricorsi o listature	0,0
<input checked="" type="checkbox"/>	Connessione trasversale	1,3
<input type="checkbox"/>	Iniezioni di miscele leganti	1,2
<input type="checkbox"/>	Intonaco armato	1,5
<input type="checkbox"/>	Ristilatura armata con connessione dei parametri	1,2
<input type="checkbox"/>	Altro	0,0

Buttons: Nessuno, Normativa, OK, Annulla

Figura 53 - Definizione parametri migliorativi

Proprietà materiale Modifica

Tipo Nome

Nome

Colore materiale 

Texture 

E [N/mm ²]	1950
Eh [N/mm ²]	1950
G [N/mm ²]	650
w [kN/m ³]	18
f _m [N/cm ²]	439,4
f _k [N/cm ²]	227,84
f _b [N/mm ²]	7,6
f _{v0} [N/cm ²]	21,97
φ	0,5
μ	0,577
f _{bt} [N/mm ²]	0,8
FC	1,35
γ _m	2
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Degrado di resistenza a un valore residuo v

Taglio

Muratura regolare esistente (Mohr/Columb - Mar v)

Considera contributo a trazione fascia

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

Descrizione

Libreria Normativa  OK Annulla 

Figura 54 – Proprietà della muratura esistente

Definiti i materiali, è possibile attribuire alla maglia strutturale i pannelli murari. La struttura dell'Istituto Pacchiotti non presenta cordoli, catene o setti in calcestruzzo armato, dunque ad ogni tratto è stato associato un pannello murario semplice, caratterizzato da spessore e tipologia di architrave. Per le pareti presenti al piano interrato, sono state inoltre definite le caratteristiche delle fondazioni.

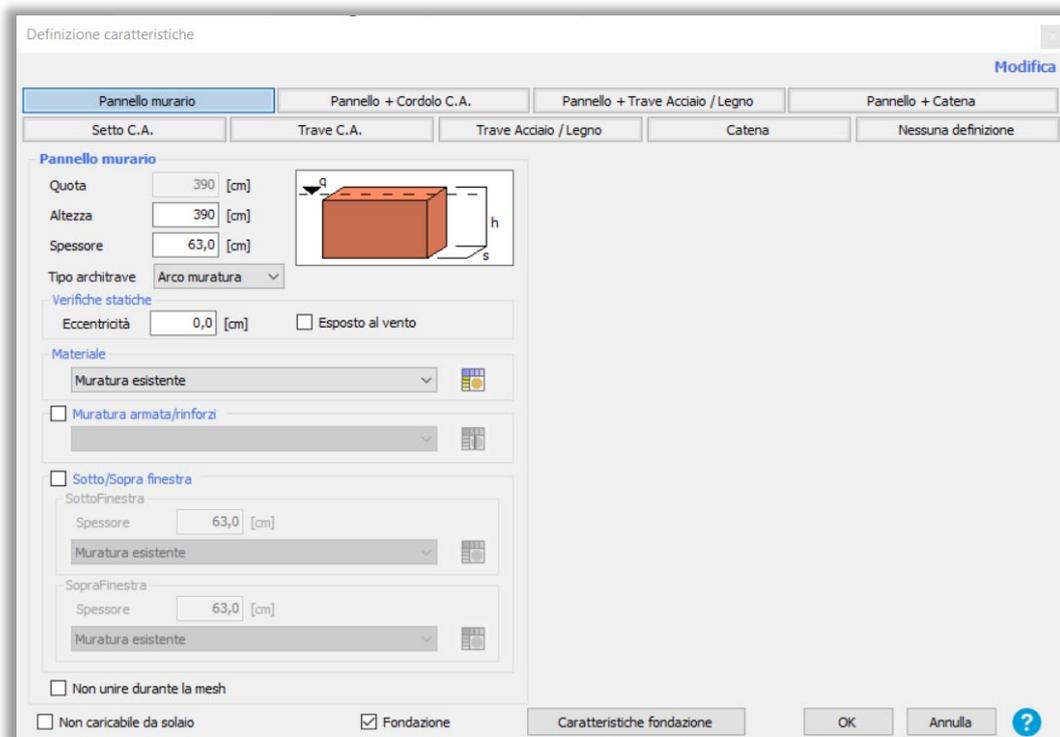


Figura 55 - Definizione caratteristiche muratura

Dopodiché, mediante l'apposito comando, sono state posizionate le aperture presenti, come porte e finestre. L'assenza della possibilità di inserire archi in muratura ha portato al posizionamento di vaste aperture di superficie equivalente.

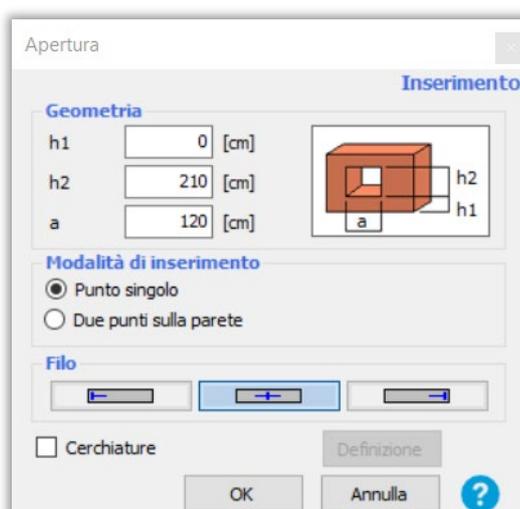


Figura 56 - Comando aperture

Come ultima operazione, sono stati caratterizzati orizzontamenti, solai, volte e coperture, secondo le tipologie ed i carichi riportati in precedenza.

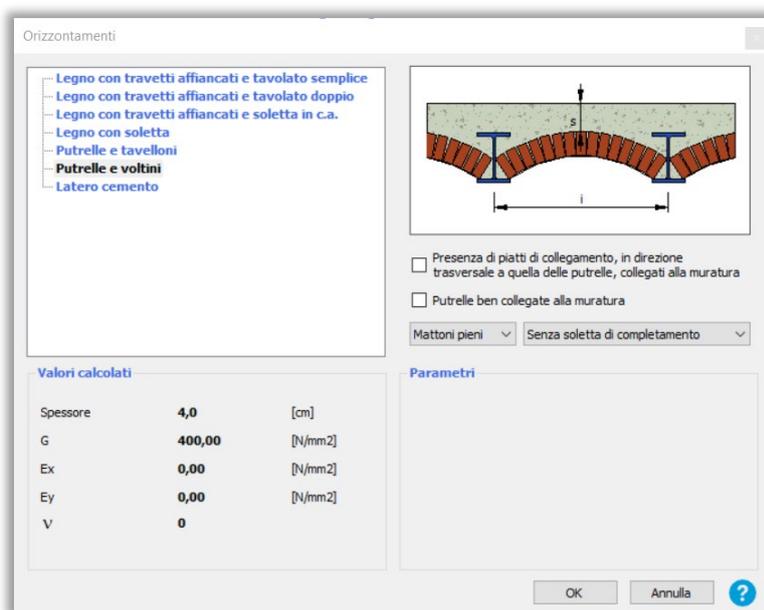


Figura 57 - Definizione tipologia solaio

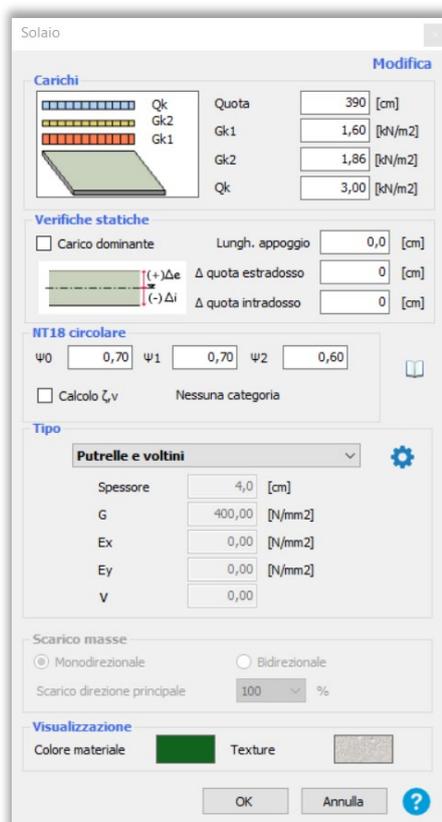


Figura 58 - Definizione caratteristiche e carichi solaio

Una volta associate le caratteristiche meccaniche dei materiali, le tipologie ed i carichi applicati agli orizzontamenti il modello dell'Istituto Pacchiotti assume le forme riportate nelle immagini seguenti:

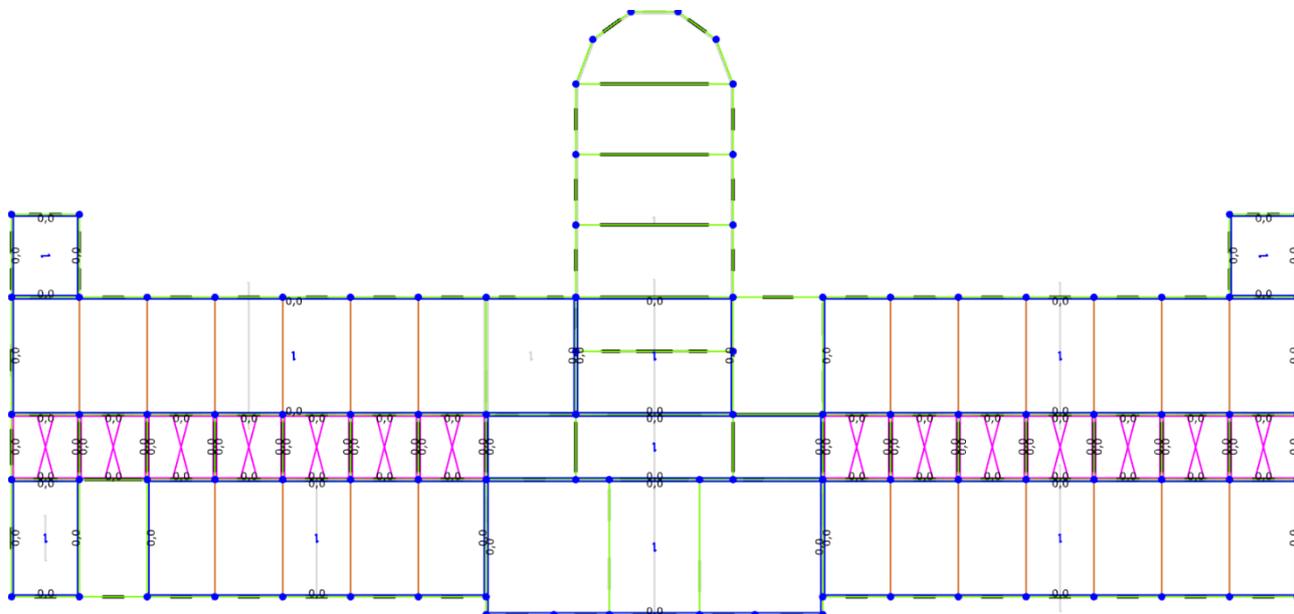


Figura 59 – Pianta della struttura, livello 2 (piano rialzato)

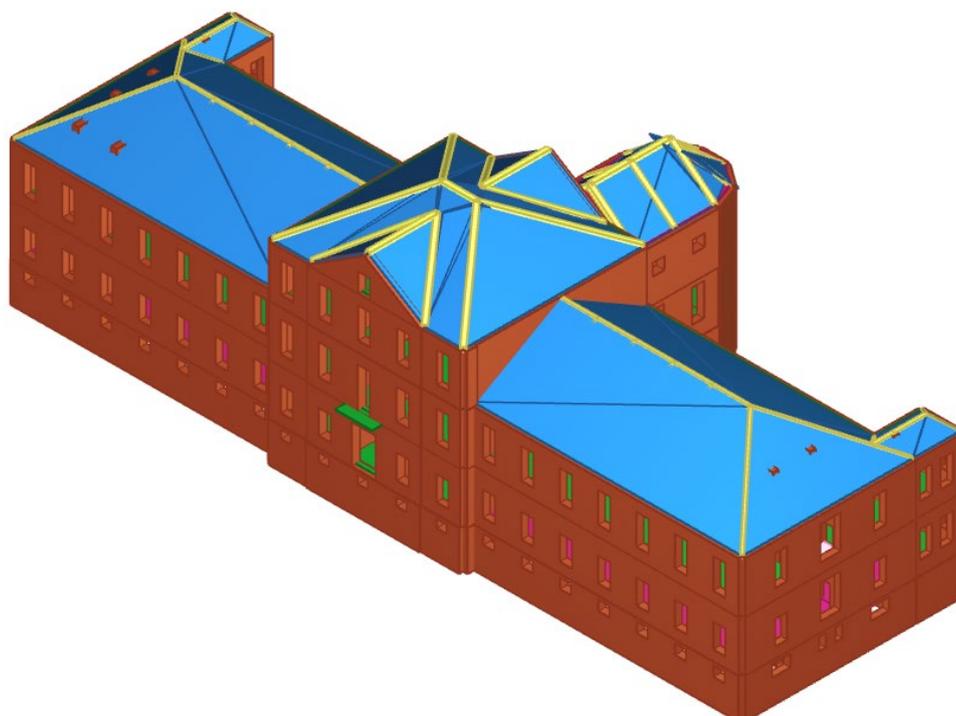


Figura 60 – Vista 3D del modello 3Muri

5.3. DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO

Completata la modellazione, il software permette di eseguire, mediante l'apposito comando, la discretizzazione delle pareti in fasce di piano, maschi murari e nodi rigidi. La generazione della mesh avviene in modo automatico, ma è comunque possibile modificare il risultato ottenuto.

Nelle immagini seguenti viene riportato il risultato del processo di discretizzazione. Le porzioni di parete di colore marrone rappresentano le fasce di piano, quelle di colore verde rappresentano i maschi murari, mentre quelle di colore azzurro rappresentano i nodi rigidi.



Figura 61 - Discretizzazione del prospetto nord-ovest

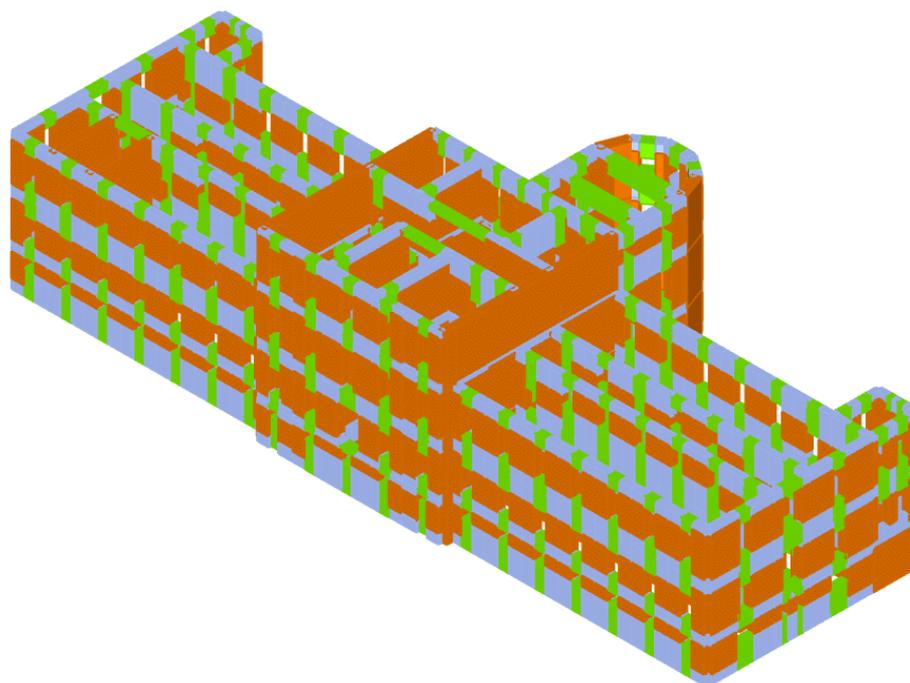


Figura 62 – Vista 3D del modello discretizzato

5.4. VERIFICA STATICA

Prima di procedere alla caratterizzazione sismica dell'edificio, eseguita mediante analisi statica lineare, è stata eseguita una verifica statica delle pareti. Il software di calcolo utilizza il modello costruito per l'analisi globale della struttura per compiere analisi statiche, quali:

- *verifica di snellezza*: funzione della *lunghezza libera di inflessione* h_0 e dello *spessore della parete* t . La lunghezza libera di inflessione dipende dall'*altezza della parete* h e da un parametro che dipende dalla distanza della parete analizzata dalle pareti di controvento, detto *fattore laterale di vincolo* ρ . Tale fattore può variare da 0 a 1 ed è riportato in una tabella presente sulla normativa. La snellezza λ è definita:

$$\lambda = \frac{h_0}{t}$$

dove:

h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete;

t è lo spessore della parete.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se:

$$\lambda \leq 20$$

- *verifica dell'eccentricità dei carichi*: le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura risultano dalla combinazione di:
 - *eccentricità totale dei carichi verticali*:

$$e_{s1} = \frac{N_1 \cdot d_1}{N_1 + \sum N_2}, \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 \cdot d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

dove:

e_{s1} è l'eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} è l'eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti le sezioni analizzate;

N_1 è il carico trasmesso dal muro soprastante;

N_2 è la reazione di appoggio dei solai soprastanti;

d_1 è l'eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro analizzato;

d_2 è l'eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro analizzato.

– eccentricità dovute alle tolleranze di esecuzione: $e_a = \frac{h}{200}$

dove:

e_{s1} è l'altezza interna di piano;

– eccentricità dovute alle azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano della muratura:

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

dove:

M_v è il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali;

N è il massimo sforzo normale.

Perché la verifica sia soddisfatta, le combinazioni di tali eccentricità devono risultare:

$$e_1 = |e_s| + e_a \leq 0,33 \cdot t ; e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \leq 0,33 \cdot t .$$

- *verifica a pressoflessione per carichi laterali*: tiene conto della instabilità che insorgono per l'applicazione di carichi verticali eccentrici e risulta verificata quando:

$$N_d \leq \Phi_t \cdot f_d \cdot A$$

dove:

N_d è il carico verticale agente alla base del muro;

Φ_t è il coefficiente di riduzione della resistenza della muratura;

f_d è la resistenza di calcolo a compressione della muratura;

A è l'area della sezione trasversale del pannello di muratura.

Come si evince dalla schermata dei risultati riportata in seguito, la verifica risulta soddisfatta per la quasi totalità degli elementi della struttura.

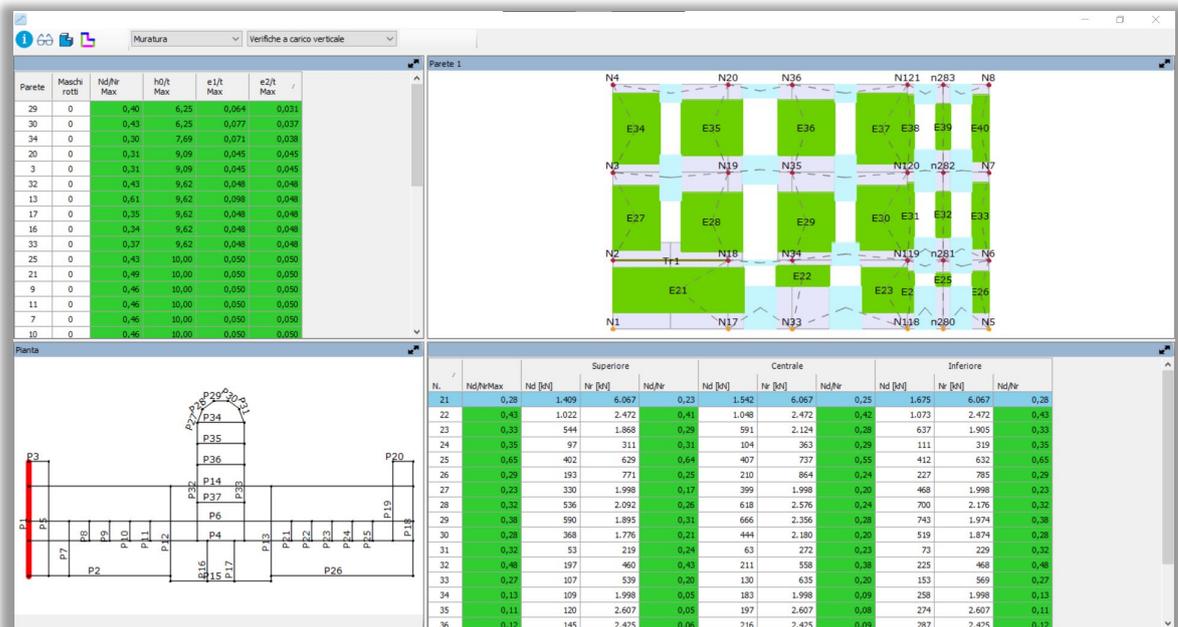


Figura 63 - Verifiche statiche

5.5. ANALISI STATICA LINEARE (ANTE-OPERAM)

5.5.1. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Per procedere all'analisi statica lineare del modello precedentemente elaborato, è necessario fornire al software di calcolo le informazioni sulla caratterizzazione sismica del sito su cui sorge l'edificio, affrontati nello specifico al paragrafo 3.1.

L'attività scolastica presente all'interno dell'Istituto Pacchiotti genera affollamenti significativi, dunque è stata attribuita una classe d'uso III, con vita nominale pari a 50 anni.

Classe d'uso		III
Vita nominale	V_N [anni]	50
Coefficiente d'uso	C_U	1,5
Periodo di riferimento	V_R [anni]	75
Categoria di sottosuolo		B
Categoria topografica		T1

Tabella 7 - Caratterizzazione sismica Istituto Pacchiotti

	SLC	SLV	SLD	SLO
a_g [m/s ²]	1,654	1,318	0,537	0,420
F_0	2,51	2,48	2,47	2,47
T_C^* [s]	0,27	0,27	0,23	0,22
T_R	1462	712	75	45

Figura 64 - Determinazione parametri di pericolosità sismica

Una relazione tecnica redatta con lo scopo di eseguire una caratterizzazione geologica di un sito poco distante, permette di associare al sottosuolo una categoria B, ossia “*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*”. Le condizioni topografiche del sito conducono ad una categoria topografica T1, “*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$* ”.

A questo punto, i parametri sismici di base a_g , F_0 , T_C^* vengono ricavati in maniera automatica inserendo il nome della località o, in alternativa, le coordinate geografiche del sito. Il software definisce così gli spettri di progetto per gli stati limite di riferimento: SLO,

Analisi

Nodo di controllo

Livello: [4] Livello 4 Nodo: 252

Spostamento: Spostamenti medi del livello selezionato

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,0
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	167,5
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-167,5
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	167,5
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-167,5
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	167,5
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-167,5
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	167,5
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-167,5
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	355,3
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-355,3
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	355,3
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-355,3
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	355,3
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-355,3
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	355,3
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-355,3

Definizione per angolo sisma

Angolo: 0 [°]

Aggiungi -- Nessuno --

Incrementa

Elimina

Dati generali

Piano Campagna: 0,0000 [cm]

Step critico: 500

Precisione p.p.: 0,0050

Parametri di calcolo

Applica a tutte

Sottopassi: 200

Precisione: 0,0050

Spostamento max: 16,00 [cm]

Eccentricità: [] [cm]

Abilita analisi

Dir. sisma: [v]

Carico sismico: [v]

Eccentricità: [v]

Seleziona Tutto Deseleziona Tutto

Carico sismico

Proporzionale forze statiche

Distribuzione modale

Esegui controllo deformabilità angolare

OK ?

Figura 67 - Analisi

5.5.2. RISULTATI

Il software 3MURI fornisce una schermata di riepilogo nella quale compaiono i risultati dell'analisi effettuata, alle quali attribuisce un colore in funzione dell'esito di tale verifica. Vengono evidenziate in verde le analisi veri

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	4,29	4,11	1,90	3,38	3,09	1,50	1,20	2,26	0,91	1,90	0,959	0,913	1,872	1,654
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	5,73	5,27	1,70	4,52	3,95	1,34	1,61	2,78	1,22	1,85	0,919	0,875	1,725	1,524
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	4,55	3,72	1,64	3,58	2,79	1,29	1,28	2,30	0,97	1,53	0,818	0,779	1,797	1,587
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	5,58	5,05	1,66	4,40	3,79	1,31	1,57	2,90	1,18	1,93	0,904	0,861	1,847	1,632
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,86	2,42	3,11	2,26	1,82	2,45	0,80	0,78	0,61	0,52	0,846	0,806	0,972	0,859
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	3,46	2,98	2,81	2,72	2,23	2,22	0,97	1,06	0,73	0,71	0,861	0,819	1,090	0,963
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,82	2,27	2,99	2,22	1,70	2,36	0,79	0,76	0,60	0,51	0,805	0,766	0,965	0,852
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	3,36	2,75	2,78	2,64	2,07	2,19	0,94	1,04	0,71	0,69	0,821	0,782	1,103	0,974
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	167,54	4,92	1,56	1,56	3,87	1,17	1,23	1,38	2,57	1,04	1,72	0,317	0,302	1,864	1,646
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	167,54	4,36	12,20	1,89	3,43	9,15	1,48	1,22	2,31	0,92	1,54	2,122	2,020	1,889	1,668
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	167,54	5,61	2,96	1,79	4,42	2,22	1,41	1,58	2,64	1,19	1,76	0,527	0,502	1,672	1,477
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	167,54	5,71	15,36	1,74	4,50	11,52	1,37	1,60	2,76	1,21	1,84	2,305	2,195	1,722	1,521
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	167,54	4,71	1,74	1,58	3,71	1,30	1,25	1,32	2,44	1,00	1,63	0,368	0,351	1,847	1,631
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	167,54	4,56	9,65	1,68	3,59	7,24	1,32	1,28	2,61	0,97	1,74	2,114	2,013	2,036	1,798
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	167,54	5,46	2,48	1,80	4,30	1,86	1,42	1,53	2,57	1,16	1,72	0,455	0,434	1,680	1,484
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	167,54	5,60	11,16	1,68	4,41	8,37	1,33	1,57	3,14	1,19	2,09	1,992	1,897	1,994	1,761
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	355,30	2,90	2,17	3,70	2,29	1,63	2,91	0,82	0,72	0,62	0,48	0,747	0,711	0,885	0,782
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	355,30	2,83	3,00	2,65	2,23	2,25	2,09	0,80	0,86	0,60	0,57	1,058	1,007	1,078	0,952
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	355,30	3,53	2,66	3,25	2,78	2,00	2,56	0,99	0,96	0,75	0,64	0,753	0,717	0,968	0,855
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	355,30	3,42	3,80	2,47	2,70	2,85	1,95	0,96	1,12	0,73	0,75	1,111	1,058	1,170	1,033
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	355,30	2,83	1,97	3,55	2,23	1,48	2,80	0,80	0,71	0,60	0,47	0,696	0,663	0,891	0,787
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	355,30	2,79	2,65	2,83	2,20	1,99	2,23	0,78	0,99	0,59	0,66	0,949	0,903	1,258	1,111
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	355,30	3,38	2,42	3,24	2,66	1,82	2,55	0,95	0,87	0,72	0,58	0,716	0,682	0,916	0,809
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	355,30	3,37	3,20	2,42	2,65	2,40	1,91	0,95	1,19	0,71	0,79	0,949	0,904	1,258	1,111

Figura 68 - Risultati analisi statica lineare

In tabella vengono riportati:

- D_{max} è la domanda di spostamento del sistema, definita per ogni stato limite;
- D_u è l'offerta di spostamento del sistema, definita per ogni stato limite;
- q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.
- α è l'indice di vulnerabilità sismica, definito:

$$\alpha = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

dove PGA_C è l'accelerazione di capacità limite mentre PGA_D è l'accelerazione spettrale.

Come si può notare, le verifiche risultano soddisfatte per tutte le combinazioni in direzione Y, mentre risultano non verificate 4 combinazioni in direzione X.

Nell'immagine a fianco vengono riportate le curve di capacità ottenute dalle 24 analisi.

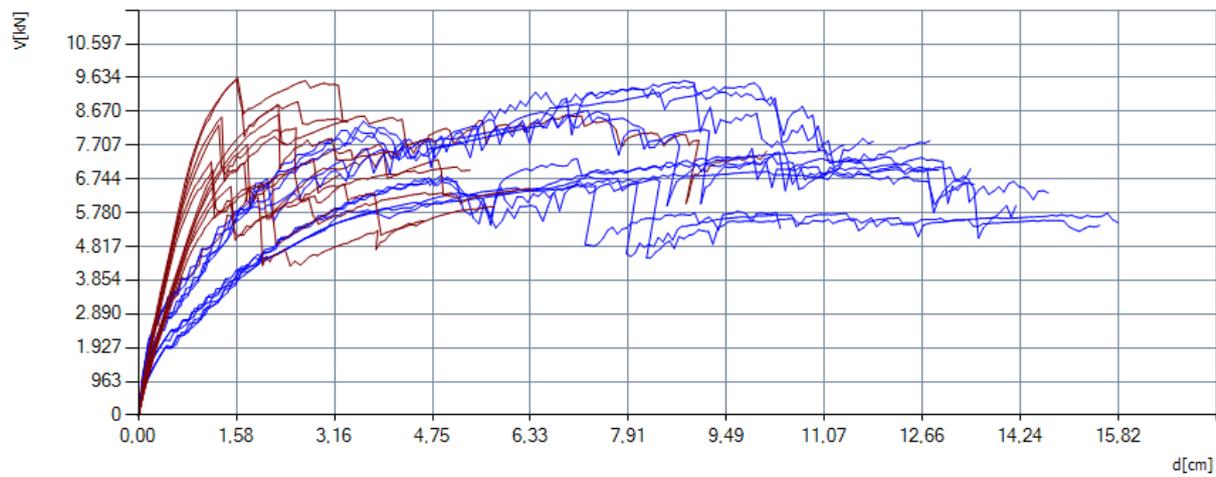


Figura 69 - Curve di capacità

5.5.2.1. ANALISI GRAVOSA IN DIREZIONE X

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere l'analisi 9. Tale analisi è caratterizzata da una distribuzione uniforme del carico sismico in direzione positiva, con eccentricità pari a 167,54 cm.

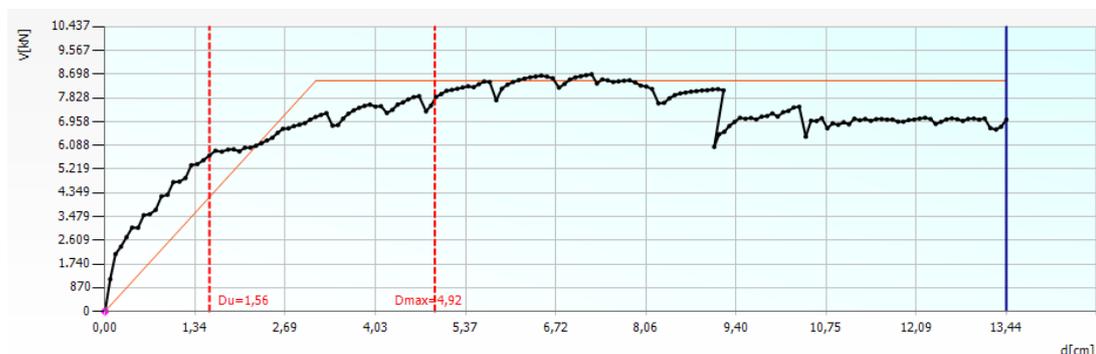


Figura 70 - Curva di capacità analisi 9

In figura 62 viene riportata la curva pushover relativa all'analisi 9: il tratto di colore nero indica la curva di capacità del sistema reale MDOF, mentre in rosso è rappresentata la risposta del sistema bilineare equivalente. Come si può notare, la domanda di spostamento del sistema ($D_{max}=4,92\text{ cm}$) risulta superiore alla capacità di spostamento dalla struttura ($D_u=1,56\text{ cm}$). Dunque, nonostante il valore del fattore di struttura $q^*_{SLC}=1,56$ risulti inferiore al limite imposto dalle NTC18, l'indice di vulnerabilità risulta pari a $\zeta_E = 0,317$: l'analisi 9 risulta non verificata.

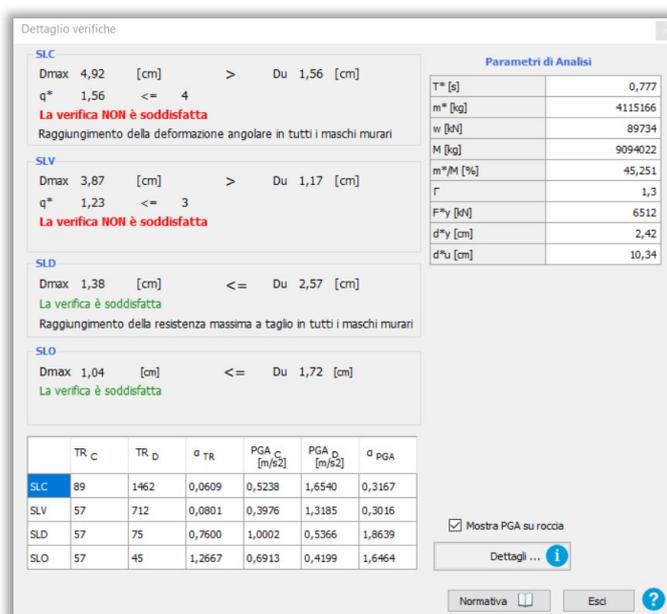


Figura 71 - Verifiche analisi 9

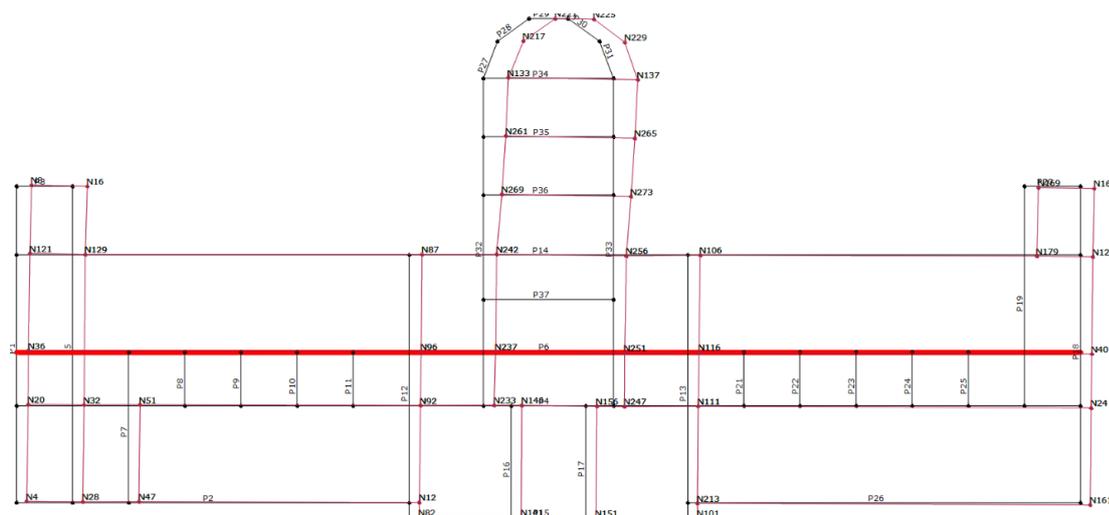


Figura 72 - Deformata livello 3, analisi 9

La deformata relativa al livello 3 evidenzia come la manica centrale contenente la chiesa, a causa della sua conformazione geometrica, subisca le deformazioni maggiori. Le pareti caratterizzate da uno stato di danneggiamento più accentuato risultano essere quelle sollecitate nel proprio piano, ovvero in direzione X.

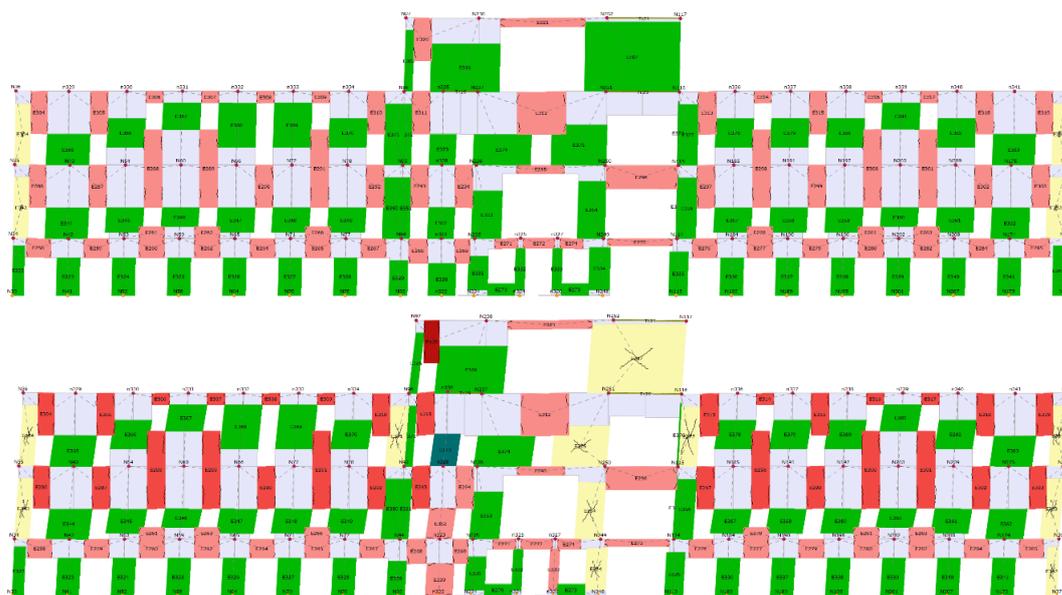


Figura 73 - Deformata parete 6

In figura 64 viene riportata la deformata della parete 6 in due step successivi: come si può notare, le fasce di piano sono soggette a pressoflessione, mentre i maschi murari sono sottoposti a sollecitazioni di taglio. Con il progredire degli step di carico, le fasce di piano risultano essere le prime a plasticizzarsi, fino a raggiungere la rottura per pressoflessione, mentre i maschi murari raggiungono il collasso per taglio.

5.5.2.2. ANALISI GRAVOSA IN DIREZIONE Y

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere l'analisi 21. Tale analisi è caratterizzata da una distribuzione uniforme del carico sismico in direzione positiva, con eccentricità pari a 355,30 cm.

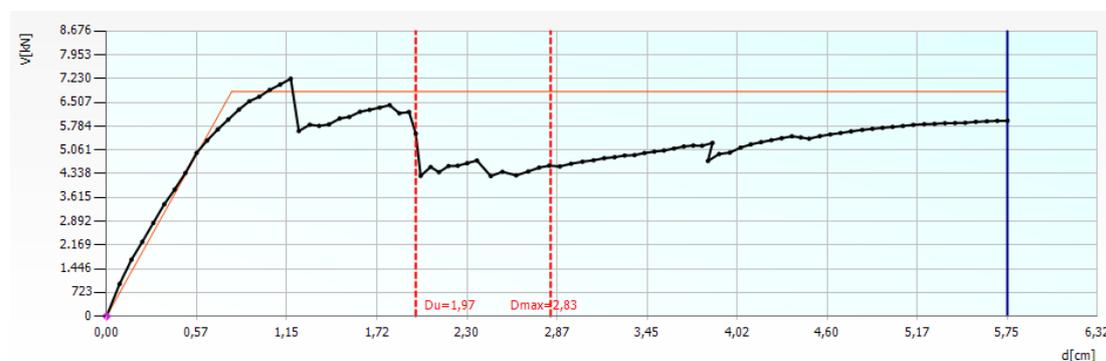


Figura 74 - Curva di capacità analisi 21

In figura 72 viene riportata la curva pushover relativa all'analisi 21: il tratto di colore nero indica la curva di capacità del sistema reale MDOF, mentre in rosso è rappresentata la risposta del sistema bilineare equivalente. Come si può notare, la domanda di spostamento del sistema ($D_{max}=2,83\text{ cm}$) risulta superiore alla capacità di spostamento dalla struttura ($D_u=1,97\text{ cm}$). Il valore del fattore di struttura $q^*_{SLC}=3,55$ risulta inferiore al limite imposto dalle NTC18 e l'indice di vulnerabilità risulta pari a $\zeta_E = 0,696$: l'analisi 21 risulta verificata.

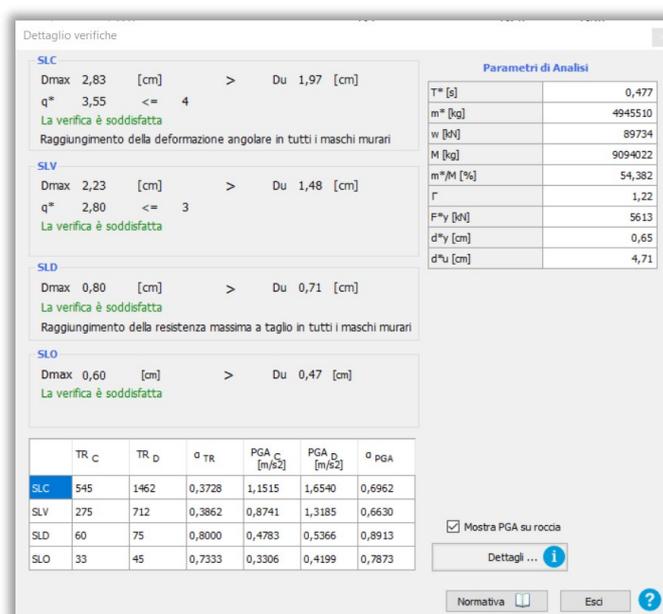


Figura 75 - Verifiche analisi 21

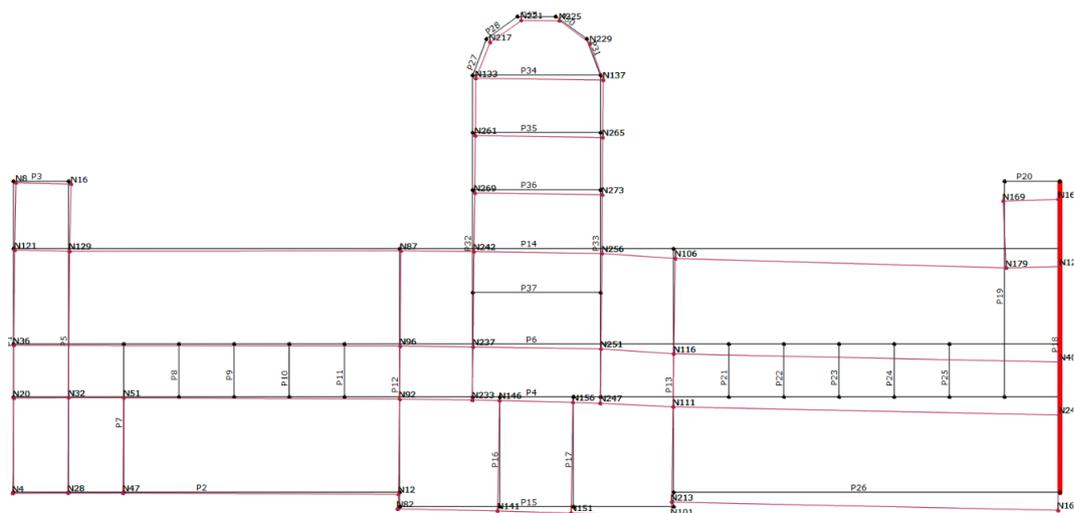


Figura 76 - Deformata livello 3, analisi 21

La deformata relativa al livello 3 evidenzia come l'ala di destra subisca le deformazioni maggiori. Le pareti caratterizzate da uno stato di danneggiamento più accentuato risultano essere quelle sollecitate nel proprio piano, ovvero in direzione Y.

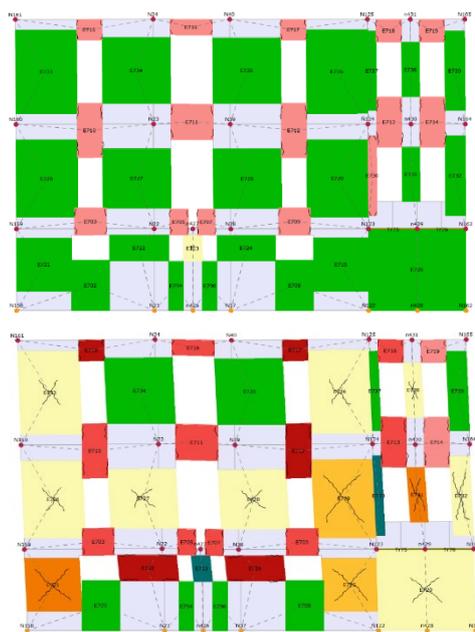


Figura 77 - Deformata parete 18

In figura 64 viene riportata la deformata della parete 18 in due step successivi: come si può notare, le fasce di piano sono soggette a pressoflessione, mentre i maschi murari sono sottoposti a sollecitazioni di taglio. La particolare disposizione delle aperture sottopone a sollecitazioni di taglio le pareti centrali al piano seminterrato. Con il progredire degli step di carico, le fasce di piano risultano essere le prime a plasticizzarsi, fino a raggiungere la rottura per pressoflessione, mentre i maschi murari raggiungono il collasso per taglio.

5.6. MECCANISMI LOCALI

Mediante il software di calcolo 3MURI è possibile eseguire la verifica della sicurezza della struttura nei confronti dei meccanismi locali, ossia meccanismi di collasso di I modo. Come riportato in precedenza, questi cinematismi di collasso si verificano quando la struttura è caratterizzata da uno scarso ammassamento tra pareti ortogonali e dalla presenza di orizzontamenti e coperture dal comportamento spingente. La sollecitazione sismica innesca moti di corpo rigido fuori dal piano della parete, quali ribaltamenti e flessioni.

I meccanismi di collasso di I modo possono essere identificati mediante l'analisi del quadro fessurativo della struttura, in considerazione della qualità muraria e del grado di vincolo tra pareti ed orizzontamenti. È inoltre necessario valutare con attenzione l'eventuale presenza e posizione di cordoli e catene. In assenza di uno studio approfondito sui fenomeni di dissesto della struttura, l'identificazione dei cinematismi di collasso può avvenire mediante l'analisi di tipologie strutturali analoghe.

Nella modellazione di tali meccanismi, è necessario considerare:

- resistenza a trazione della muratura nulla;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione della muratura infinita.

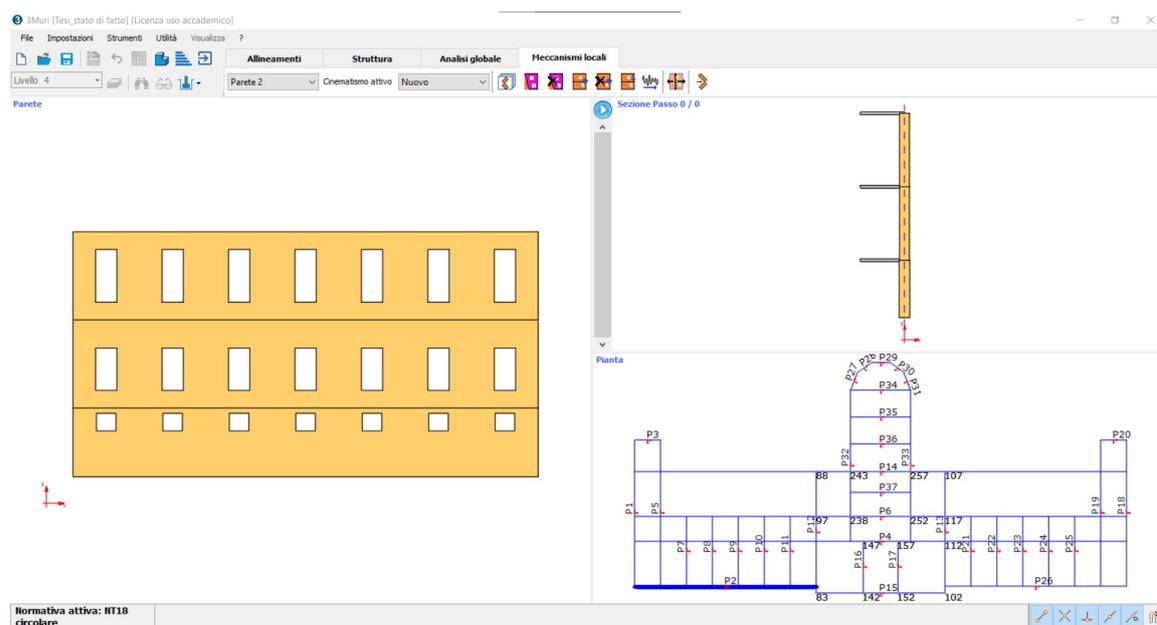


Figura 78 - Ambiente di lavoro “Meccanismi locali”

Il software 3MURI esegue un'analisi mediante un approccio *cinematico lineare*, valutando l'entità della sollecitazione orizzontale necessaria all'attivazione del cinematismo. Per quanto riguarda la verifica, il software mette a confronto l'accelerazione necessaria ad attivare il meccanismo con la massima accelerazione al suolo, ridotta mediante l'applicazione del fattore di comportamento q .

Le fasi che si susseguono nell'analisi dei meccanismi locali sono le seguenti:

- trasformazione di una porzione di struttura in un sistema labile, attraverso l'identificazione del meccanismo di collasso; i corpi rigidi, connessi tra loro mediante vincoli interni, sono caratterizzati da un grado di libertà non vincolato in corrispondenza della cerniera attorno alla quale si innesca il moto;
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo;
- determinazione della curva $\alpha - d_c$ fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva $\alpha - d_c$ nella curva di capacità che esprime l'accelerazione spettrale a in funzione dello spostamento spettrale d :

$$a = \frac{\alpha(d_c) \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

dove:

FC è il fattore di confidenza che si applica alla capacità in termini di resistenza;

e^* è la frazione di massa partecipante, valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo.

L'analisi secondo l'approccio lineare, richiede il calcolo del solo moltiplicatore di attivazione del meccanismo α_0 , dunque l'accelerazione a risulta:

$$a_0 = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

- esecuzione delle verifiche di sicurezza attraverso il confronto tra accelerazione necessaria ad attivare il meccanismo ed accelerazione massima al suolo. Se la porzione di parete considerata è isolata o poggia direttamente sul terreno, la verifica risulta:

$$a_0 \geq \frac{\alpha_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

dove

α_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento;

S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica;

q è il fattore di struttura assunto pari a 2.

Al contrario, se il meccanismo locale interessa una porzione di muratura posta ad una certa quota, l'accelerazione risulterà amplificata rispetto a quella del suolo, dunque la verifica risulta:

$$a_0 \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito rispetto al primo modo di vibrare, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrare nella direzione considerata, normalizzato rispetto alla quota Z , ossia l'altezza del vincolo rispetto alla quota della fondazione;

γ è il fattore di partecipazione modale.

Come accennato in precedenza, lo svolgimento dell'attività scolastica all'interno dell'Istituto Pacchiotti non ha permesso di valutare approfonditamente il quadro fessurativo. La cura nella realizzazione delle murature, caratterizzate da malta di buona qualità, sfalsamento e regolarità dei giunti e adeguata connessione trasversale, permette di ipotizzare un buon grado di ammorsamento tra le pareti. Le analisi dei meccanismi locali si sono dunque concentrate sui corpi di fabbrica aggiunti sul prospetto posteriore e sulla facciata principale.

5.6.1. RIBALTAMENTO COMPOSTO FACCIATA

La prima analisi viene eseguita sulla facciata principale (parete 15). Il meccanismo ipotizzato è quello di ribaltamento composto dell'intera facciata. Infatti, il buon grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e la mancanza di vincoli in sommità causa il trascinarsi di porzioni di pareti di controvento. La cerniera è stata posta in corrispondenza degli orizzontamenti del piano rialzato in quanto parte del piano inferiore risulta interrato. La verifica a SLV risulta soddisfatta.

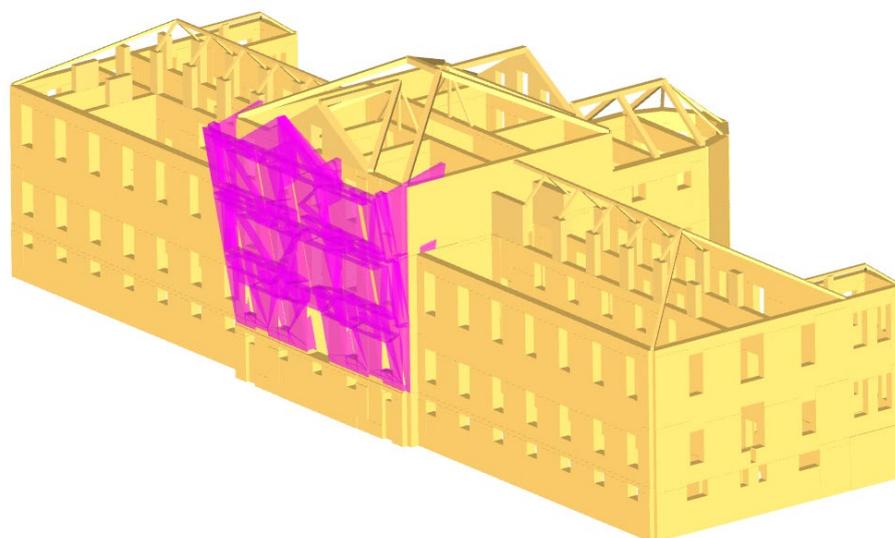


Figura 79 - Rappresentazione assonometrica cinematismo (parete 15)

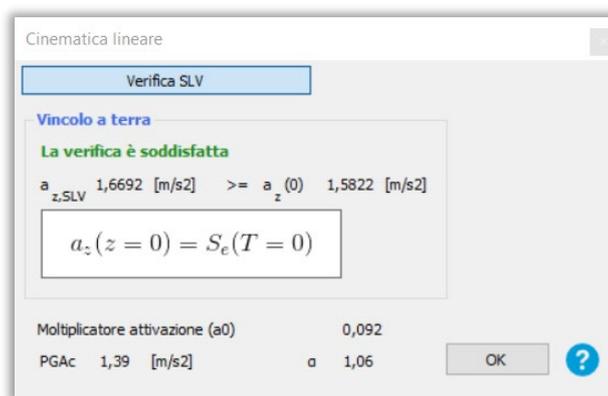


Figura 80 - Verifica ribaltamento composto (parete 15)

5.6.2. RIBALTAMENTO COMPOSTO CORPI DI FABBRICA AGGIUNTI

I corpi di fabbrica posti agli estremi del prospetto posteriore sono frutto di un intervento successivo alla costruzione del corpo principale. Si ipotizza dunque che la muratura abbia caratteristiche meccaniche più scadenti e che non risulti efficacemente ammortata al resto della struttura. Il meccanismo scelto è ancora una volta quello del ribaltamento composto. La cerniera è stata posta in corrispondenza degli orizzontamenti del piano rialzato in quanto parte del piano inferiore risulta interrato. La verifica a SLV risulta soddisfatta.

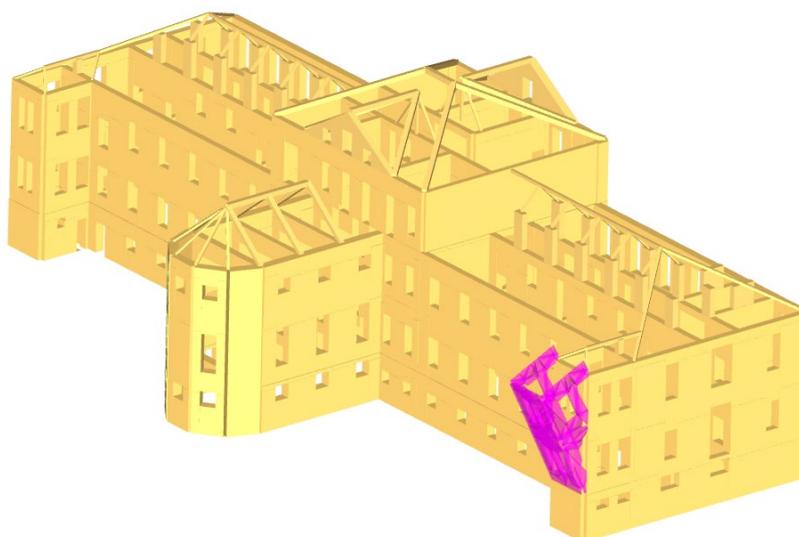


Figura 81 - Rappresentazione assometrica cinematismo (parete 3)

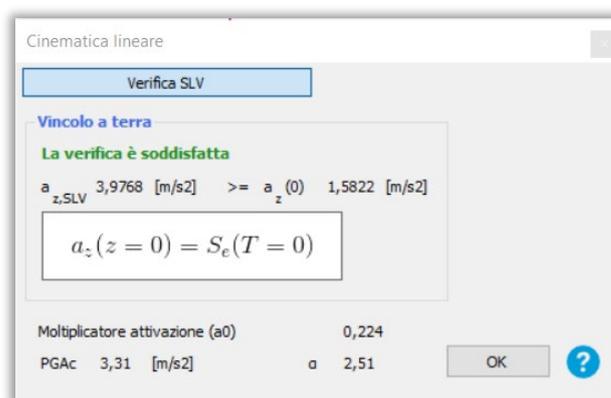


Figura 82 - Verifica ribaltamento composto parete 3

6. PROGETTO DI RIFUNZIONALIZZAZIONE E CONSOLIDAMENTO

Il progetto di rifunzionalizzazione dell'Istituto Pacchiotti nasce dall'esigenza di valorizzare un edificio tutelato, ma lasciato in alcune delle sue parti ad un totale stato di abbandono.

L'istituto Blaise Pascal, che ospita alcune classi della sede principale proprio all'interno dell'edificio, risulta essere uno degli istituti superiori più validi della provincia di Torino, nonché uno degli artefici della conservazione della struttura.

Dunque, il progetto propone l'ampliamento dell'offerta formativa rivolta agli studenti della scuola ed a studenti esterni, attraverso la realizzazione del concept originario di Giacinto Pacchiotti. Si propone una riorganizzazione degli ambienti al piano primo e secondo e la creazione di spazi didattici e laboratoriali al piano interrato, oggi largamente inutilizzato. Inoltre, si propone una riqualificazione del piano sottotetto, il quale verrà adibito a struttura ricettiva per gli studenti fuori sede.

Oltre alla riorganizzazione funzionale degli spazi dell'Istituto Pacchiotti, le analisi hanno evidenziato la necessità di interventi di consolidamento della struttura. Inoltre, è emerso come il livello di sicurezza garantito dalle attuali vie d'esodo non sia compatibile con l'attività scolastica svolta.

I principi seguiti nel processo di recupero dell'edificio sono i seguenti:

- *reversibilità*: gli interventi realizzati, tranne quelli volti a garantire i requisiti minimi di sicurezza, devono poter essere rimossi senza danneggiare la struttura originaria;
- *riconoscibilità*: ogni elemento aggiunto deve risultare perfettamente identificabile;
- *minimo intervento*: gli interventi realizzati sono volti a garantire i requisiti di sicurezza indispensabili.

6.1. PROGETTO DI RIFUNZIONALIZZAZIONE

6.1.1. PIANO SEMINTERRATO

Al piano seminterrato vengono realizzati gli ambienti riservati a spazi a supporto della didattica ordinaria. Qui, in orario pomeridiano, gli studenti possono approfondire i concetti appresi durante le lezioni, attraverso attività in laboratorio e biblioteca. Viene così ampliata l'offerta formativa dell'Istituto, che non si limita più alle sole ore della mattina.

Vieni inoltre conservato lo spazio dedicato all'attività sportiva, con l'aggiunta degli ambienti di servizio necessari.

Le partizioni interne, come per il resto dell'edificio, vengono realizzate con sistemi a secco. Tale tipologia prevede l'assemblaggio di pannelli in gesso su montanti metallici mediante giunzioni meccaniche. La presenza di isolante e lo spessore della parete dipendono dalla necessità di garantire isolamento acustico e la possibilità di permettere il passaggio degli impianti nell'intercapedine. Risulta quindi un intervento reversibile ed ecosostenibile, in quanto i componenti utilizzati possono essere smontati e riciclati al termine del loro ciclo di vita.

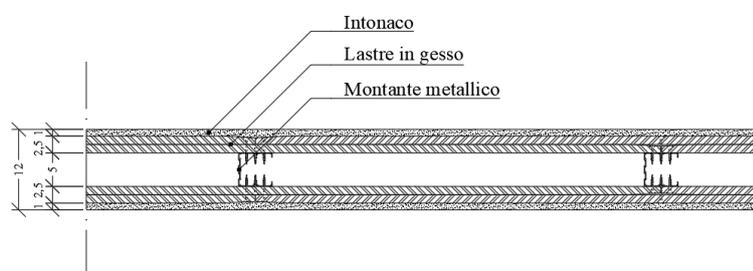


Figura 83 - Partizione interna semplice

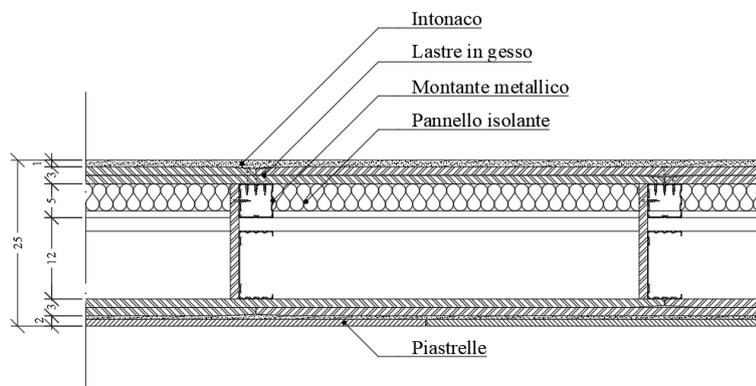


Figura 84 - Partizione interna con intercapedine per il passaggio degli scarichi

L'arretramento del muro contro terra presente sul retro dell'edificio permette di realizzare spazi aperti ed uscite di sicurezza per gli ambienti situati al piano seminterrato.

Dunque, il piano seminterrato risulta diviso in:

- 6 laboratori interdisciplinari;
- Laboratorio informatica;
- Biblioteca;
- Sala lettura;
- Palestra;
- 2 spogliatoi con servizi igienici;
- 2 locali per servizi igienici;
- Deposito.

6.1.2. PIANO RIALZATO E PIANO PRIMO

Al piano rialzato e al primo piano viene svolta l'attività didattica. Gli spazi delle aule scolastiche sono stati riorganizzati. L'adozione di pareti mobili permette la divisione degli ambienti in aule singole durante l'orario di lezione; quando invece le circostanze richiedono spazi più ampi, le pareti possono essere ripiegate su sé stesse e addossate alla parete in modo da ottenere un unico spazio collettivo.

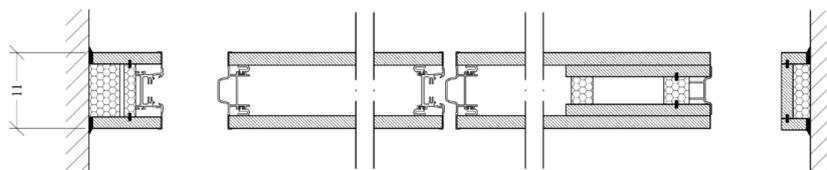


Figura 85 - Partizione interna mobile

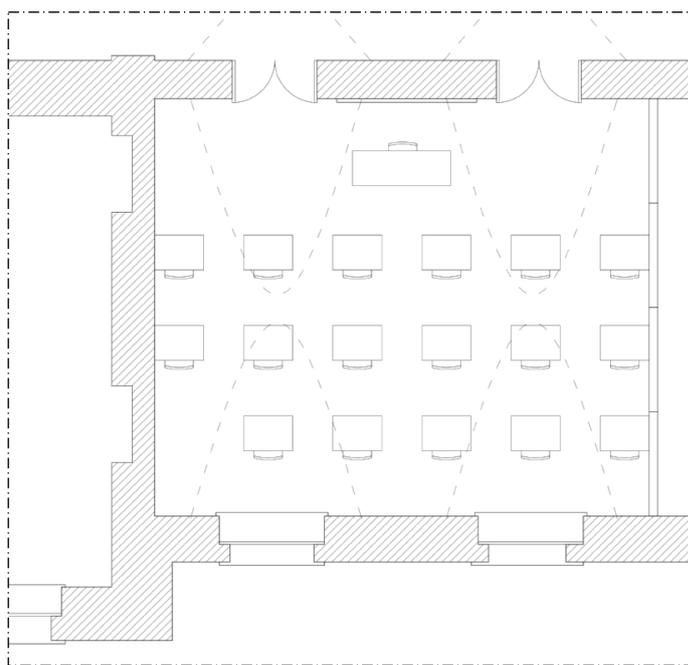


Figura 86 - Aula scolastica tipo

I servizi igienici vengono posti nelle ali laterali dell'edificio, divisi per sesso. Ogni ambiente conterrà un antibagno dotato di lavabo e 5 bagni singoli, di cui uno accessibile alle persone con disabilità motorie delle dimensioni di 1,80x,180m.

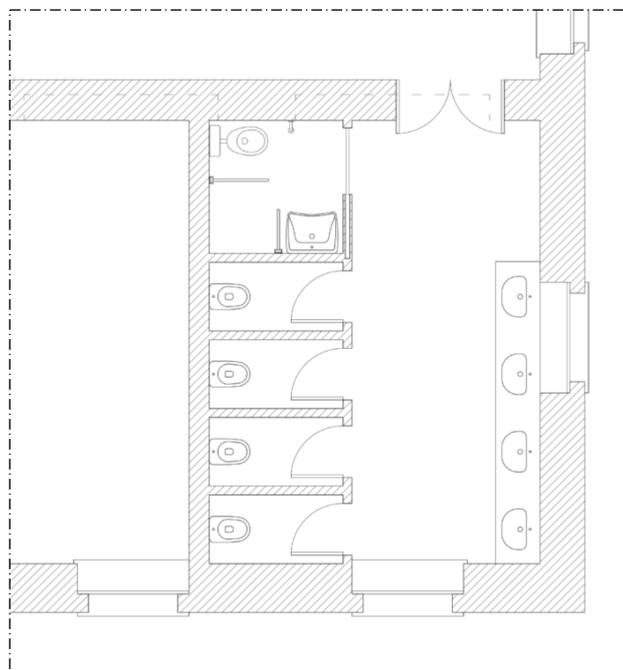


Figura 87 - Servizi igienici tipo

Gli spazi riservati all'attività religiosa vengono lasciati pressoché inalterati. Le sale che contengono pavimentazioni e mobili di pregio vengono riservati agli incarichi di rappresentanza. L'area direzionale viene riorganizzata e posta nell'ala di sinistra.

Dunque, il piano rialzato risulta diviso in:

- Atrio;
- Presidenza;
- Sala consiglio di fondazione;
- Sportello accoglienza;
- Segreteria;
- Sala docenti con servizi igienici;
- 9 aule;
- Chiesa;
- Sacrestia;
- 2 locali per servizi igienici;
- Deposito;
- Vano tecnico.

Mentre il piano primo risulta diviso in:

- 11 aule;
- Area ristoro;
- Sportello di ascolto;
- Infermeria;
- Tribuna della chiesa;
- 2 locali per servizi igienici;
- Archivio;
- Deposito;
- Vano tecnico.

6.1.3. PIANO SECONDO

Come evidenziato in precedenza, gran parte degli ambienti del secondo piano versa in stato di completo abbandono. La mancanza di controlli periodici e manutenzione programmata ha portato al deterioramento di parti della struttura di copertura, a causa di infiltrazioni d'acqua in seguito alle precipitazioni.

Il progetto di rifunzionalizzazione prevede dunque il recupero e riutilizzo di questa ampia area della struttura. Seguendo il concept originale di Giacinto Pacchiotti, l'intera superficie verrà adibita a convitto. L'idea è quella di utilizzare la struttura per ospitare gli studenti fuori sede che, durante il periodo estivo, frequentano i workshop organizzati all'interno dell'Istituto Pacchiotti. Dunque, la superficie delle ali laterali viene riorganizzata per consentire la creazione degli alloggi per gli studenti, mentre il corpo centrale viene riservato agli ambienti collettivi, dove gli ospiti possano interagire tra loro.

Per garantire un miglioramento dell'abilità dello spazio sottotetto, assicurando aerazione e illuminazione adeguate, si è deciso di installare una serie di 5 abbaini per falda, su entrambe le ali dell'Istituto. Al fine di evitare modifiche alla struttura di copertura esistente, gli abbaini vengono realizzati in legno lamellare, fissando i profili alle travi in legno del tetto. Le dimensioni delle aperture e le proporzioni del singolo elemento sono state studiate in modo da minimizzare l'impatto sui prospetti dell'edificio.



Figura 88 - Abbaino in legno lamellare [Gandelli Group]

Per migliorare le condizioni termoigrometriche e risolvere il problema delle infiltrazioni, il pacchetto di copertura verrà integrato con la posa in opera di un pannello isolante, come illustrato nel dettaglio nelle pagine successive.

Tale configurazione ha permesso di ottenere 12 camere da letto singole, di cui 4 accessibili da persone con disabilità motoria. Per sfruttare al meglio lo spazio ristretto, gli alloggi vengono completati con arredi realizzati su misura.

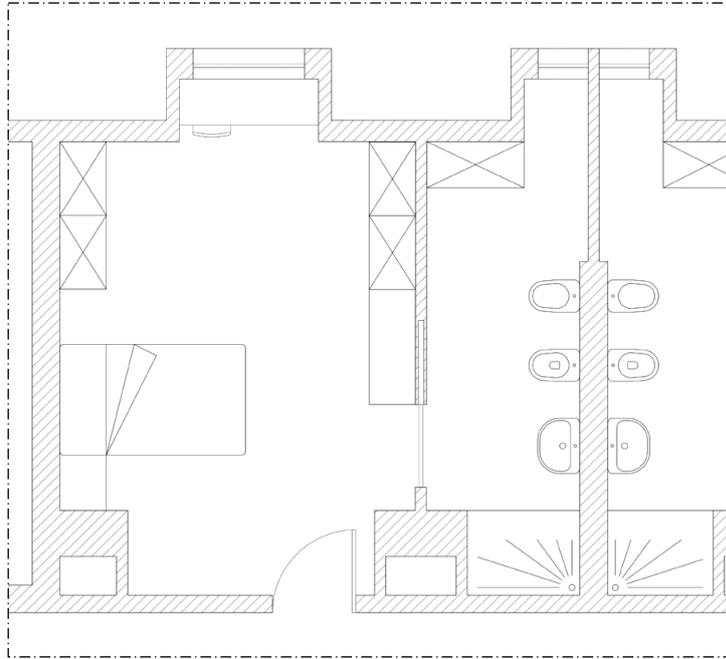


Figura 89 - Camera da letto tipo

Dunque, il secondo piano risulta diviso in:

- 12 camere da letto con bagno;
- Sala comune;
- Sala pranzo;
- Sala lettura;
- Deposito;
- Vano tecnico.

6.2. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Alla luce dei risultati ottenuti attraverso l'analisi statica lineare e delle scelte progettuali per la rifunzionalizzazione dell'edificio, vengono proposti i seguenti interventi per il consolidamento dell'Istituto Pacchiotti:

- consolidamento del solaio del secondo piano;
- rinforzo dei pannelli murari mediante placcaggio diffuso con FRM;
- sostituzione del manto di copertura;
- installazione di scale di sicurezza in acciaio.

6.2.1. CONSOLIDAMENTO SOLAIO IN ACCIAIO E VOLTINE

Il cambio di destinazione d'uso del piano secondo, dedicato ad ospitare l'attività ricettiva a servizio della scuola, richiede il consolidamento del solaio esistente. Infatti, il sovraccarico aggiuntivo e l'ampia luce che caratterizza gli ambienti, causano una deformazione eccessiva degli orizzontamenti.

Data l'impossibilità di eseguire lavorazioni all'intradosso e la necessità di effettuare interventi non troppo invadenti, si è deciso di procedere accoppiando, mediante saldatura, un profilo metallico aggiuntivo al profilo INP100 esistente. Un processo iterativo di verifica ha condotto all'adozione di un profilo HEB120.

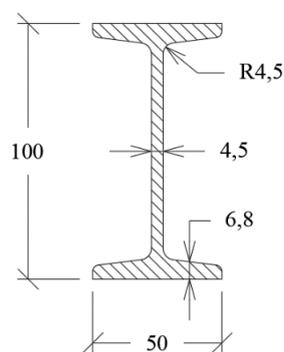


Figura 90 - Profilo metallico INP100
[quote in mm]

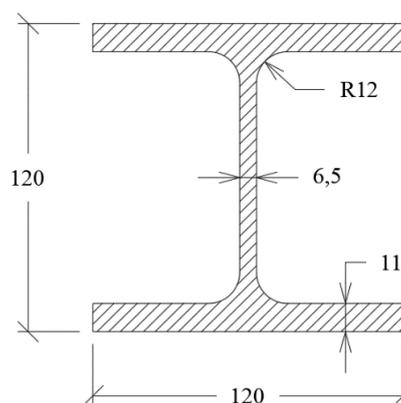


Figura 91 - Profilo metallico HEB120
[quote in mm]

La configurazione del solaio di progetto prevede dunque la conservazione della struttura portante, costituita da profili metallici INP100 e voltine di mattoni pieni in laterizio, sulle quali sarà eseguito un riempimento in calcestruzzo alleggerito con argilla espansa in modo da migliorare la distribuzione dei carichi. La struttura di sostegno sarà costituita da un'orditura primaria di travi in acciaio HEB120, sovrapposte alle esistenti con il medesimo interasse. Il collegamento trasversale sarà garantito da un'orditura secondaria di profili IPE80 posti ad un interasse di 2,00 m. Superiormente sarà posta una lamiera grecata che fungerà da cassaforma a perdere per il getto della soletta collaborante in calcestruzzo armato. La connessione con la struttura metallica sarà assicurata da connettori a piolo in acciaio, che garantiranno una risposta statica unitaria del solaio. Il sistema di riscaldamento della zona ad uso ricettivo sarà realizzato con pannelli radianti, applicati sulla soletta, mentre la finitura sarà realizzata con piastrelle in gres.

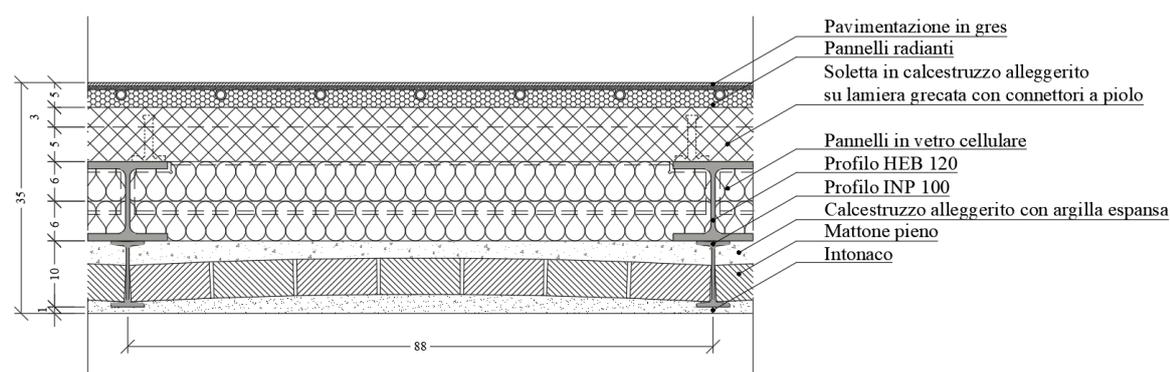


Figura 92 - Solaio di progetto, sezione trasversale

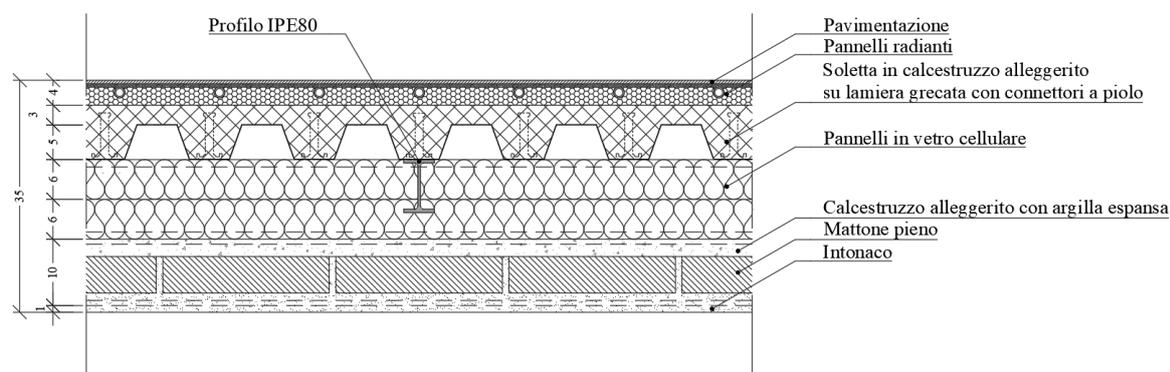


Figura 93 - Solaio di progetto, sezione longitudinale

Il collegamento tra il solaio e la muratura perimetrale verrà realizzato ponendo in opera barre di armatura a aderenza migliorata mediante resina epossidica. La connessione dovrà essere eseguita lungo tutto il perimetro del solaio, ogni 60 cm di muratura.

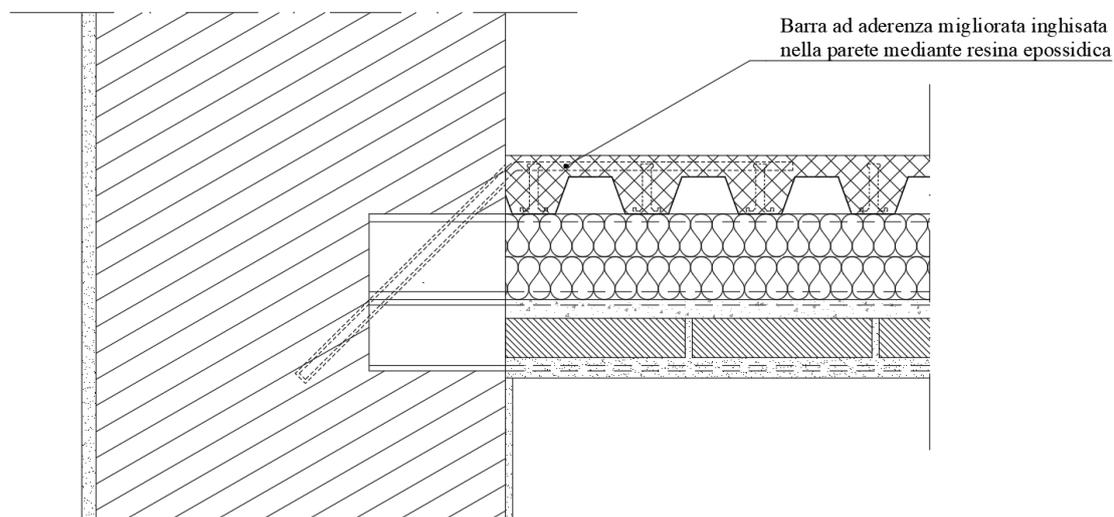


Figura 94 - Collegamento alla muratura perimetrale

SOLAIO IN ACCIAIO E VOLTINE							
Elemento		Spessore [m]	Lunghezza [m]	Interasse [m]	Peso su unità di lunghezza [kN/m]	Peso su unità di volume [kN/m ³]	Peso su unità di superficie [kN/m ²]
G _k	Profilo metallico HEB 120			0,88	0,27		0,30
	Profilo metallico INP 100			0,88	0,08		0,09
G _{k,2}	Intonaco	0,02				14,00	0,28
	Voltina in mattoni pieni	0,06				18,00	1,08
	Calcestruzzo alleggerito con argilla espansa	0,03				14,00	0,36
	Pannello di alleggerimento in vetro cellulare	0,12				1,65	0,20
	Lamiera grecata						0,80
	Calcestruzzo alleggerito con argilla espansa	0,06				18,00	1,08
	Pannelli radianti						0,35
	Pavimentazione in gres						0,20
Q _k	Ambienti ad uso residenziale						2,00
TOTALE							6,91

Figura 95 - Analisi dei carichi solaio di progetto

Vengono riportate in seguito le caratteristiche dei profili metallici.

CARATTERISTICA			INP 100	HEB120
Altezza	h	[mm]	100	120
Larghezza	b	[mm]	50	120
Spessore dell'anima	t _w	[mm]	4,5	6,5
Spessore dell'ala	t _f	[mm]	6,8	11
Raggio	r	[mm]	4,5	12
Peso su unità di lunghezza		[kg/m]	8,34	26,7
Sezione		[cm ²]	10,65	34,01
Momento di inerzia	I _x	[cm ⁴]	170	864,4
	I _y	[cm ⁴]	12,1	317,5
Modulo di resistenza	W _x	[cm ³]	34,1	144,1
	W _y	[cm ³]	4,86	52,92

Figura 96 - Caratteristiche dei profili metallici

Per la verifica della configurazione adottata è necessario calcolare il momento di inerzia ed il modulo di resistenza plastico del profilo accoppiato come in figura:

Il baricentro dei profili INP100 e HEB120 accoppiati risulta:

$$y_G = \frac{\sum_i (A_i \cdot y_i)}{\sum_i A_i} = \frac{10,65 \cdot 5 + 34,01 \cdot 16}{44,66}$$

$$= 13,38 \text{ cm}$$

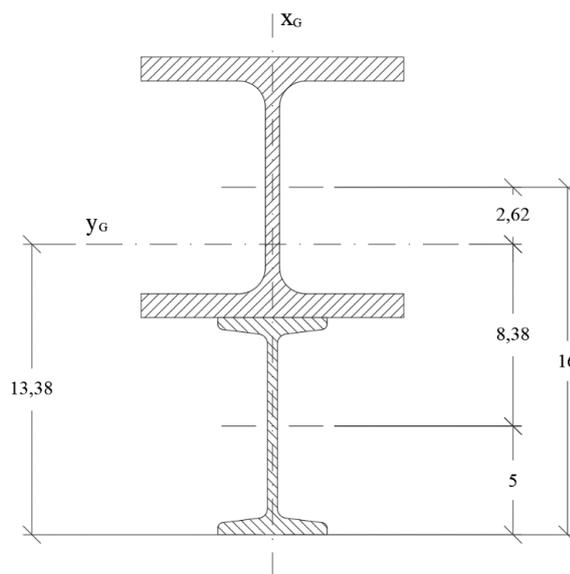


Figura 97 - Caratteristiche profili accoppiati

L'inerzia totale risulterà dunque:

$$I_{TOT} = \sum_i (I_i + A_i \cdot d_i^2) = (170 + 10,65 \cdot 8,38^2) + (864 + 34,01 \cdot 2,62^2) =$$

$$= 2015,75 \text{ cm}^4$$

A cui corrisponde un modulo di resistenza pari a:

$$W_{TOT} = \frac{I_{TOT}}{\gamma_G} = \frac{2015,75}{13,38} = 150,65 \text{ cm}^3$$

ed un modulo di resistenza plastico pari a:

$$W_{pl,TOT} = 260,81 \text{ cm}^3$$

Una volta ottenute le caratteristiche geometriche del profilo accoppiato, si procede alla verifica della configurazione adottata. Tale verifica viene condotta considerando tre fasi:

- Fase 1: verifica della sola trave in acciaio. Tali verifiche considerano il periodo transitorio di maturazione del calcestruzzo, durante il quale il materiale deve ancora raggiungere le caratteristiche meccaniche finali. Vengono svolte considerando uno schema statico di trave semplicemente appoggiata, con luce di calcolo $L=6,30\text{m}$, e carico uniformemente distribuito dovuto ai soli carichi permanenti:

$$q = G \cdot \gamma_G = 6,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tale configurazione di carico presenta momento massimo in mezzera e taglio massimo in corrispondenza degli appoggi, pari a:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 31,65 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = 20,07 \text{ kN}$$

Il momento plastico resistente della sezione di acciaio è pari a:

$$M_{pl,a,Rd} = W_{pl,TOT} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 68,31 \text{ kNm}$$

$M_{pl,a,Rd} > M_{Ed}$ dunque la verifica risulta soddisfatta.

Il taglio plastico resistente è pari a:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \right) = 227,29 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{Ed}$ dunque la verifica risulta soddisfatta.

La verifica di deformabilità viene condotta considerando i soli carichi permanenti e risulta soddisfatta:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G \cdot L^4}{E \cdot I_{TOT}} = 23,8 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 25,2 \text{ mm}$$

- Fase 2: verifica a stato limite ultimo della sezione mista. Il solaio è costituito dalla sezione composta dal profilo metallico, dalla lamiera grecata e dalla soletta collaborante in calcestruzzo. Lo schema statico resta il medesimo, ma la configurazione di carico è composta da un carico uniformemente distribuito dovuto ai carichi permanenti e ai carichi accidentali:

$$q = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 9,38 \frac{kN}{m}$$

Tale configurazione di carico presenta momento massimo in mezzzeria e taglio massimo in corrispondenza degli appoggi, pari a:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 46,53 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = 29,55 \text{ kN}$$

Viene assunta una larghezza efficace pari a:

$$b_{eff} = \min \left\{ 2 \cdot \frac{L}{8}; i \right\} = 88 \text{ cm}$$

Il momento plastico resistente viene determinato confrontando la resistenza a trazione della trave in acciaio e a la resistenza a compressione della soletta in calcestruzzo:

$$F_{a,max} = A_a \cdot f_{yd} = 1170 \text{ kN}$$

$$F_{c,max} = 0,85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{cd} = 598 \text{ kN}$$

Dal momento che $F_{a,max} > F_{c,max}$ l'asse neutro taglia il profilo metallico. La posizione di tale asse dalla soletta in calcestruzzo risulta:

$$y = \frac{A_s \cdot \left(H - \frac{h}{2} \right) + \frac{A_c}{n} \cdot \left(\frac{s}{2} \right)}{A_s + \frac{A_c}{n}} = 12,9 \text{ cm}$$

Il momento plastico resistente risulta:

$$M_{pl,Rd} = f_{cd} \cdot s \cdot b_{eff} \cdot \left(y - \frac{s}{2}\right) + A'_s \cdot f_{yd} \cdot d' + (A_s - A'_s) \cdot f_{yd} \cdot d'' = 230,3 \text{ kNm}$$

$M_{pl,Rd} > M_{Ed}$ dunque la verifica risulta soddisfatta.

Il taglio plastico resistente è pari a:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}\right) = 227,29 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{Ed}$ dunque la verifica risulta soddisfatta.

- Fase 3: calcolo dei connettori. Al fine di garantire la trasmissione delle azioni di scorrimento tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio, è necessario installare una serie di connettori a taglio. Nel caso in esame, la connessione viene eseguita a completo ripristino di resistenza, ossia calcolando il numero di connettori necessari nella condizione in cui il momento agente sia uguale al momento resistente della sezione composta.

I connettori a piolo utilizzati sono caratterizzati da un'altezza pari a $h_{sc}=70\text{mm}$ e un diametro della testa pari a $d=14\text{mm}$. La resistenza di calcolo è la minima tra la resistenza a taglio del piolo $P_{Rd,1}$ e la resistenza a rifollamento del calcestruzzo $P_{Rd,2}$:

$$P_{Rd,1} = \frac{0,8 \cdot f_{tp}}{\gamma_v} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) = 37,44 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{yd} \cdot E_c)^{0,5}}{\gamma_v} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) = 45,47 \text{ kN}$$

La lamiera grecata è posta ortogonalmente al profilo principale, dunque la resistenza di calcolo del connettore viene ridotta mediante un fattore che dipende dal numero di connettori posti in ciascuna nervatura della lamiera grecata:

$$k_r = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot b_0 \cdot \frac{(h_{sc} - h)}{h^2} = 0,41$$

Dunque, la resistenza di calcolo del connettore risulta pari a:

$$P_{Rd} = k_r \cdot P_{Rd,1} = 15,35 \text{ kN}$$

Il numero di file di connettori da porre in opera risulta dal rapporto tra la luce e l'interasse delle nervature della lamiera grecata:

$$N = \frac{L}{i} = 40$$

Mentre il numero di connettori per fila necessari risulta:

$$N_f = \frac{2 \cdot V_l}{P_{Rd}} = 88$$

I connettori verranno posti in opera con passo costante pari a *75mm*.

6.2.2. PLACCAGGIO DIFFUSO CON FRCM

L'analisi statica lineare eseguita sul modello ha evidenziato carenze strutturali. A causa del vincolo a cui è sottoposto l'Istituto Pacchiotti non è possibile operare interventi sulla facciata esterna. Si è dunque deciso di intervenire mediante placcaggio diffuso con FRCM (Fiber-reinforced-cementitious-matrix).

Questa tecnica consiste nella posa di un tessuto unidirezionale resistente a trazione all'interno di una matrice inorganica in grado di aderire alla struttura da consolidare. Le matrici utilizzate sono a base di calce o cemento, mentre le i tessuti possono essere realizzati in:

- acciaio ad alta resistenza;
- aramide;
- basalto;
- carbonio;
- vetro alcali-resistente.

I sistemi FRCM presentano un legame costitutivo caratterizzato da tre fasi: la matrice inorganica assorbe le deformazioni a trazione (stadio A) fino alla fessurazione (stadio B). A questo punto la resistenza a trazione è garantita dalla sola rete in tessuto monodirezionale (stadio C).

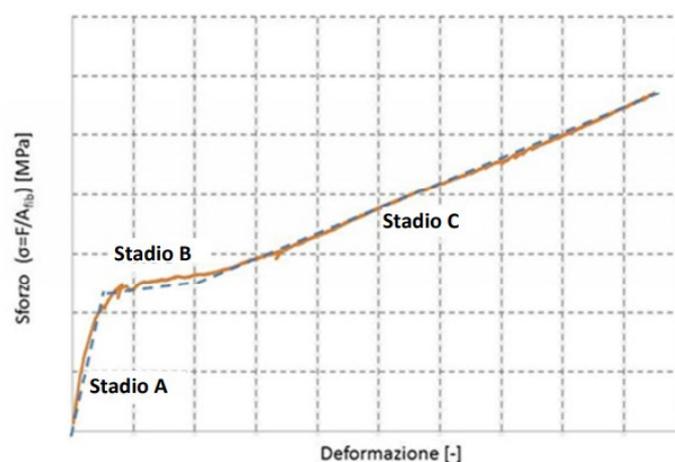


Figura 98 - Legame costitutivo FRCM [Kimia]

L'applicazione di tale tecnica di consolidamento permette il rinforzo dei maschi murari per azioni nel piano e fuori dal piano. Le fasce poste in direzione verticali assorbiranno le sollecitazioni a taglio, mentre quelle disposte orizzontalmente assorbiranno le sollecitazioni a flessione. Per avere un aumento globale della resistenza del maschio murario è possibile disporre i rinforzi in entrambe le direzioni.

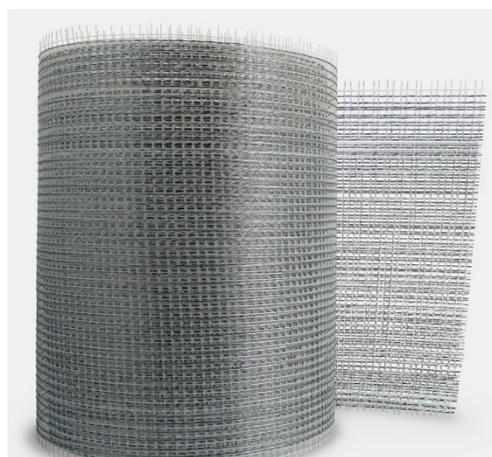


Figura 99 – Tessuto in fibra di acciaio [Kerakoll]

Per il consolidamento dei pannelli murari che presentano carenze strutturali si è utilizzato un sistema FRCM costituito da un tessuto monodirezionale in fibra di acciaio ad alta resistenza in una matrice a base di calce idraulica, caratterizzato dalle seguenti caratteristiche:

Larghezza fascia		15 cm
Area effettiva trefolo	$A_{trefolo}$	0,538 mm ²
Numero trefoli al cm		3,14 trefoli/cm
Massa		1200 g/m ²
Carico di rottura a trazione di un trefolo		1500 N
Resistenza caratteristica a trazione	σ_{nastro}	3000 MPa
Resistenza a trazione per unità di lunghezza		4,72 kN/cm
Modulo di elasticità normale	E_{nastro}	190 GPa
Deformazione caratteristica a rottura	ϵ_{nastro}	1,5 %
Spessore equivalente	t_f	0,169 mm

Tabella 8 - Caratteristiche tessuto in fibra di acciaio

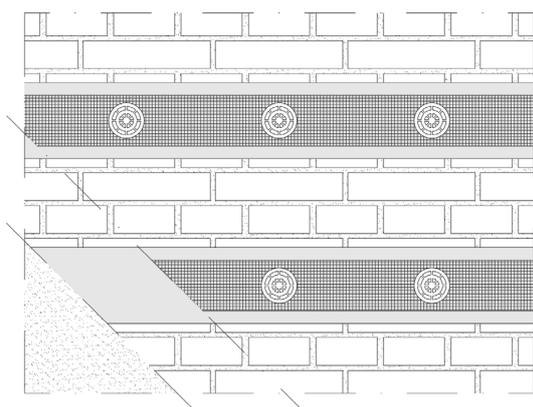


Figura 100 – Rinforzo a taglio

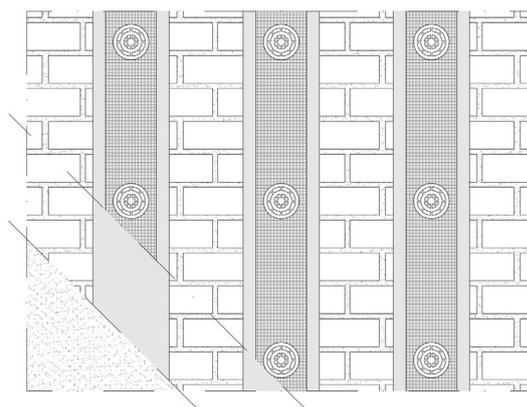


Figura 101 – Rinforzo a flessione

L'intervento si articola nelle seguenti fasi:

1. Rimozione dell'intonaco esistente e ripristino di eventuali lesioni mediante cucitura;
2. Esecuzione dei fori che alloggeranno i diatoni e bagnatura dei supporti;
3. Stesura di un primo strato di malta fibrorinforzata a base di calce idraulica, fino ad uno spessore di 3-5mm;
4. Posa del tessuto in fibra di acciaio galvanizzato, avendo cura di garantirne una completa impregnazione onde evitare la creazione di bolle d'aria;
5. Inserimento dei diatoni artificiali in tessuto unidirezionale in fibra d'acciaio;
6. Stesura del secondo strato di malta fibrorinforzata a base di calce idraulica, fino ad uno spessore di 2-5mm;
7. Ripristino dell'intonaco interno.

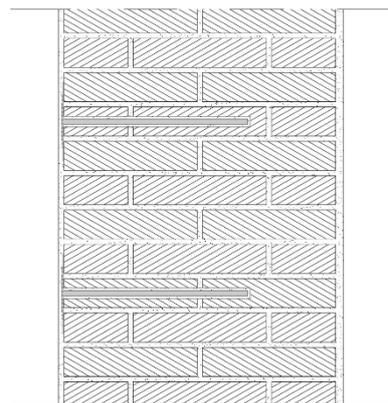


Figura 102 - Sezione trasversale rinforzo

Le piante riportate nelle immagini successive evidenziano le pareti dove viene applicato il consolidamento mediante FRCM.

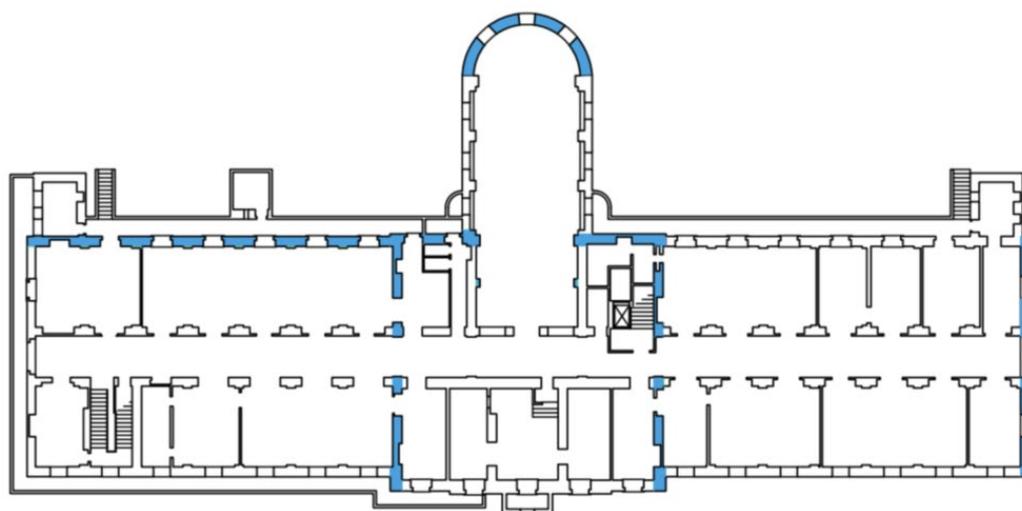


Figura 103 - Applicazione FRCM, piano interrato

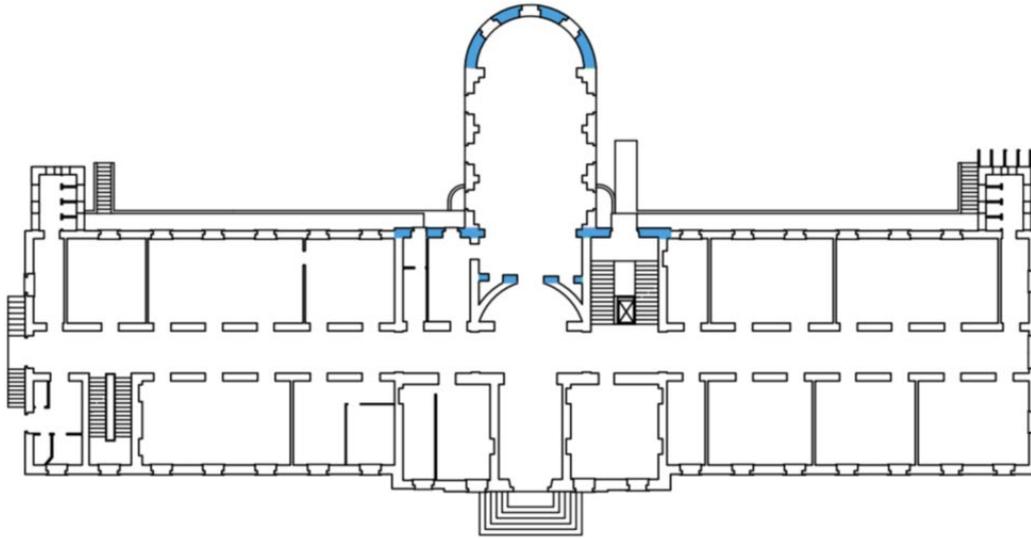


Figura 104 - Applicazione FRCM, piano rialzato

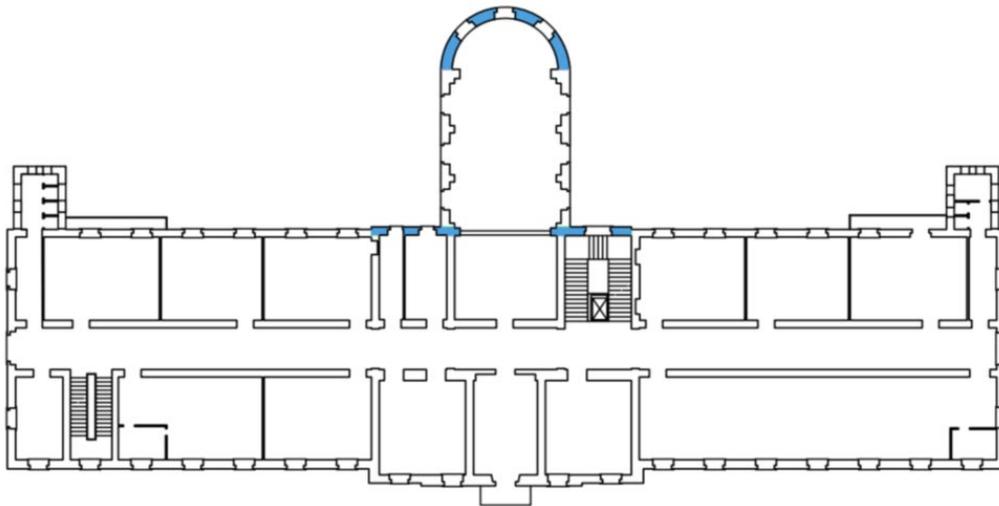


Figura 105 - Applicazione FRCM, piano primo

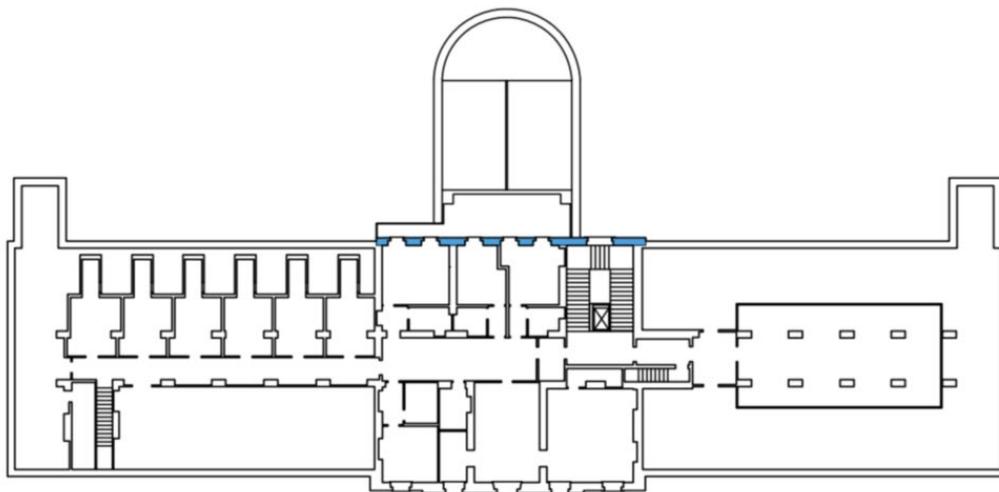


Figura 106 - Applicazione FRCM, piano secondo

6.2.3. RISTILATURA ARMATA DEI GIUNTI

Altra tecnica applicata per il rinforzo dei pannelli murari è quella della ristilatura armata dei giunti. Consiste nella sostituzione di parte della malta di allettamento esistente con malta fibrorinforzata dalle caratteristiche meccaniche migliori, integrando all'interno dei giunti barre di armatura. Permette di migliorare la resistenza a taglio e flessione dei pannelli murari.

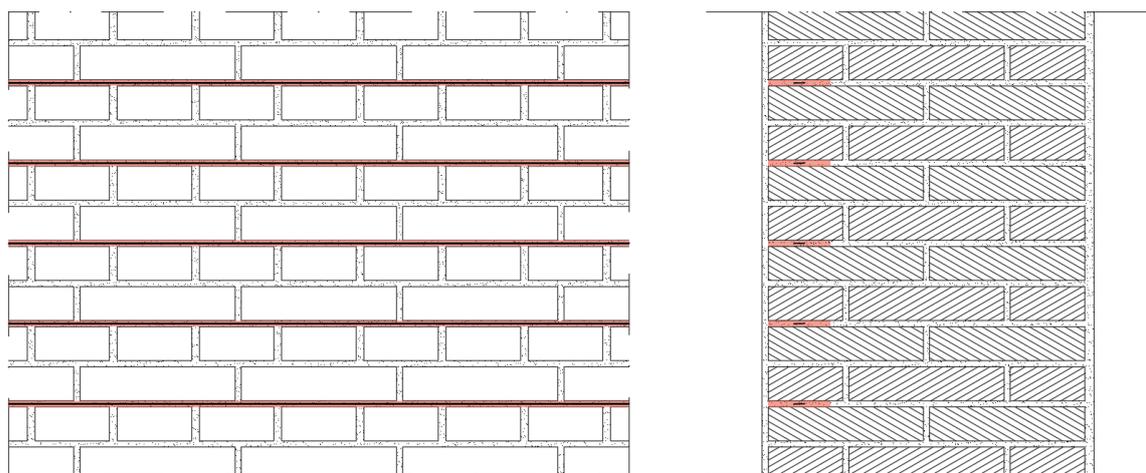


Figura 107 - Ristilatura armata dei giunti

L'intervento sarà eseguito secondo le fasi:

1. Rimozione dell'intonaco esistente;
2. Puntellamento della parte di struttura interessata dall'intervento;
3. Rimozione della malta di allettamento presente nei giunti della muratura esistente;
4. Pulizia dei giunti e rimozione della polvere mediante getto ad aria compressa;
5. Lavaggio con acqua a bassa pressione della porzione di muratura oggetto di intervento;
6. Riempimento di una porzione del giunto mediante malta fibrorinforzata a base di calce idraulica;
7. Inserimento delle barre elicoidali in acciaio mediante pressione manuale;
8. Risarcitura del giunto mediante malta fibrorinforzata a base di calce idraulica in modo da garantire l'inghisaggio della barra elicoidale in acciaio;
9. Rimozione dei puntelli e ripristino dell'intonaco interno.

6.2.4. SOSTITUZIONE DEL MANTO DI COPERTURA

Il manto di copertura esistente è caratterizzato da una struttura lignea con coppi in laterizio. Tale configurazione presenta una totale assenza di coibentazione ed impermeabilizzazione. Si riscontrano ammaloramenti della struttura lignea principale dovuti ad infiltrazioni causate dal deterioramento e dalla mancanza di elementi nel manto di copertura.

L'intervento prevede la rimozione degli arcarecci esistenti e del manto di copertura, avendo cura di recuperare gli elementi in laterizio in buono stato di conservazione. La struttura portante esistente, costituita da falsi puntoni in legno sorretti da capriate, verrà conservata.

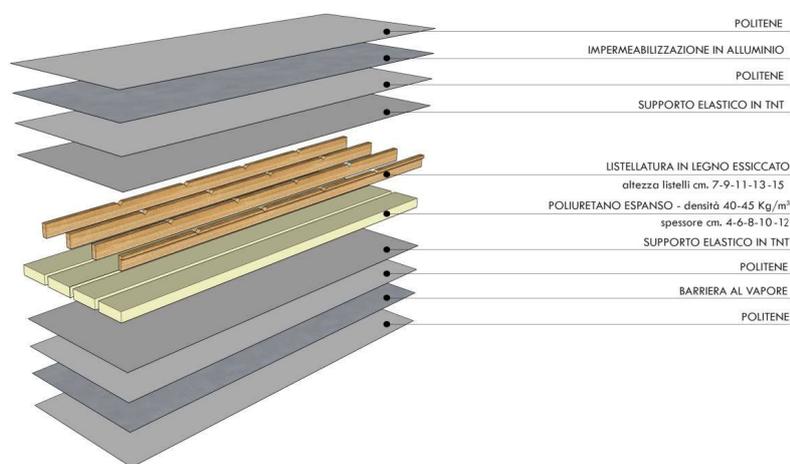


Figura 108 - Pannello di copertura [Isotetto]

La configurazione della copertura di progetto prevede la messa in opera di pannelli in poliuretano espanso portante armati con un'orditura in legno di abete essiccato e un doppio rivestimento impermeabilizzante in alluminio accoppiato ad un supporto elastico in polipropilene. Il manto di copertura verrà poi completato con un coppo doppio in laterizio abbinato agli elementi di recupero. L'adozione di tale elemento permette di contenere il peso della copertura ed è compatibile con gli elementi preesistenti.

L'intervento così eseguito permette di mantenere invariati l'altezza di gronda, la pendenza della copertura e l'aspetto originario dell'Istituto Pacchiotti. Inoltre, tale configurazione permette una riduzione delle masse in sommità, comportando una diminuzione degli effetti dell'azione sismica.

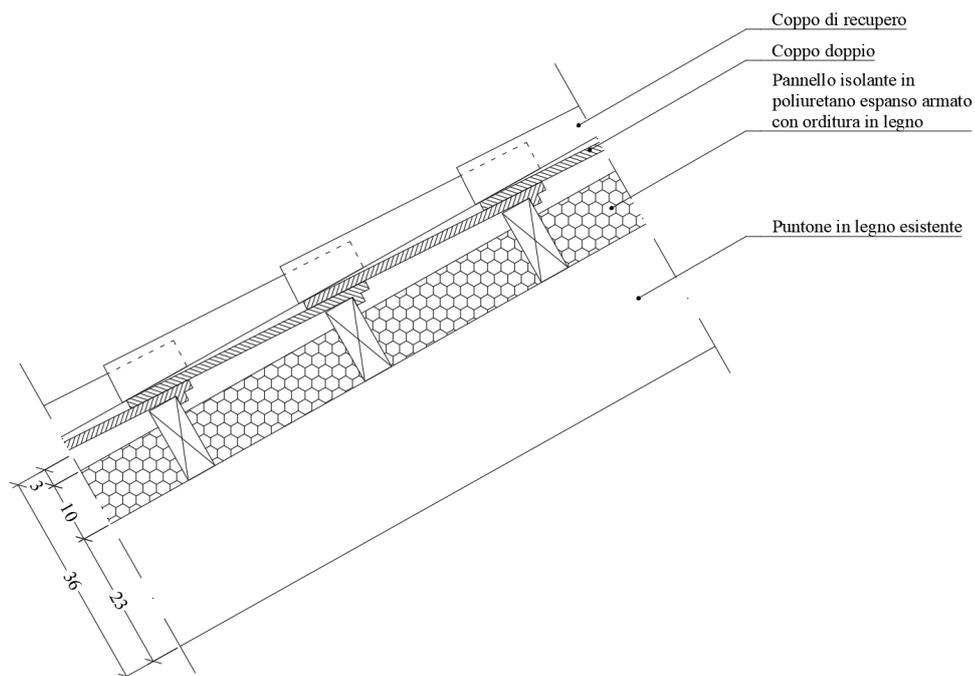


Figura 109 - Rifacimento manto di copertura

SOLAIO IN ACCIAIO E VOLTINE							
Elemento		Spessore [m]	Lunghezza [m]	Interasse [m]	Peso su unità di lunghezza [kN/m]	Peso su unità di volume [kN/m ³]	Peso su unità di superficie [kN/m ²]
G _k	Puntone in legno 16x23cm			1,85		6,38	0,13
G _{k,2}	Coppi in laterizio						0,70
	Pannello isolante in poliuretano espanso armato con orditura in legno di abete	0,10					0,05
Q _k	Coperture accessibili per sola riparazione e manutenzione						0,50
	Neve						1,65
TOTALE							3,03

Figura 110 - Analisi dei carichi copertura di progetto

6.2.1. INSTALLAZIONE DELLE SCALE DI SICUREZZA IN ACCIAIO

Come evidenziato in precedenza, una delle problematiche principali dell'Istituto Pacchiotti riguarda la sicurezza antincendio. Le vie di collegamento verticali presenti non garantiscono un esodo sicuro in caso di emergenza. Inoltre, la presenza di scale antincendio è obbligatoria nel caso di edifici pubblici. Al fine di ovviare a questa problematica, si è deciso di installare delle scale di sicurezza esterne.

I due corpi scala vengono posizionati agli estremi del prospetto posteriore, all'interno dei cortili, a servizio dei primi tre livelli fuori terra dell'edificio, fino ad una quota di +11,75m.

Secondo il *Codice di prevenzione incendi* (DM 3 agosto 2015) *“La via d’esodo esterna (orizzontale o verticale) deve essere distaccata di almeno 2,50 m dall’opera da costruzione, da aperture di smaltimento o di evacuazione di fumi e calore dell’incendio. Deve essere collegata alle porte di piano tramite passerelle realizzate con materiali incombustibili.”*

Dunque, le scale di sicurezza sono realizzate con struttura metallica, indipendente dall'Istituto Pacchiotti, e ancorate ad una platea di fondazione in calcestruzzo armato. Le aperture adiacenti alla scala, essendo distanti meno di 1,80m, vengono realizzate con serramenti REI60.

I profili utilizzati risultano:

- profilati HEB 200 per pilastri;
- profilati IPE 180 per l'orditura primaria e secondaria;
- profilati UPN 260 per i cosciali delle rampe.

I gradini e i pianerottoli di sosta, posti ogni 15 alzate, vengono realizzati con grigliati in acciaio antipanico, antiscivolo e antitacco, conformi alla norma DIN 51130.

Le vie d'esodo vengono compartimentate mediante pareti a secco realizzate con orditura metallica 75x50mm e rivestimento con due lastre in gesso per lato, con interposto isolante in lana di vetro.

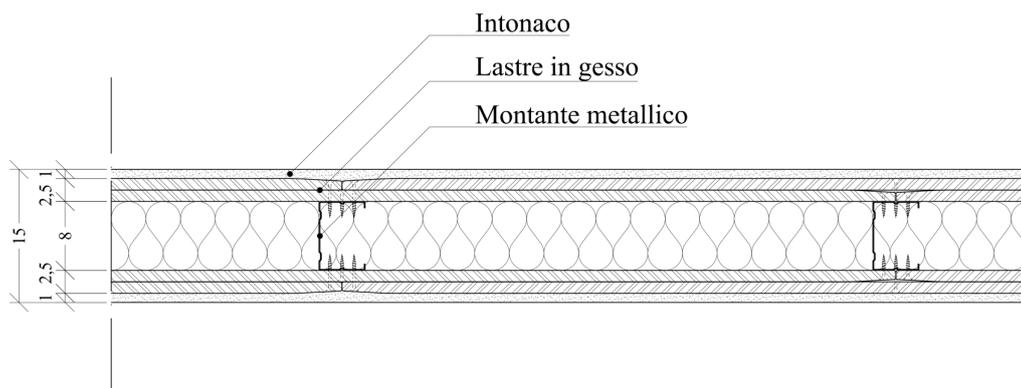


Figura 111 - Parete REI 120



Figura 112 - Corpi scala [Mario Ciampi]

L'inserimento dei corpi scala nell'ambito dell'edificio esistente è stato piuttosto complicato. Infatti, le forme ed i materiali solitamente utilizzati nella realizzazione delle vie d'esodo di sicurezza risultano poco compatibili con le proporzioni ed i materiali dell'edificio di fine '800. Per cercare di integrare la struttura, si è presa ispirazione dall'intervento che l'architetto Massimo Carmassi ha realizzato per il restauro del Panificio della Caserma Santa Marta a Verona.

Si è dunque deciso di realizzare un involucro attorno al vano scala, utilizzando una lamiera stirata: la tipologia di elemento selezionato è caratterizzata da un'alta percentuale di vuoti, che garantisce il passaggio dell'aria ma al contempo permette di mascherare le forme della struttura metallica.

Il rivestimento di facciata viene fissato ad una sottostruttura di traversi UPN100 e montanti in alluminio estruso. La calandratura dei traversi permette di ottenere il tratto semicircolare che caratterizza l'involucro e riprende le forme della chiesa dell'Istituto Pacchiotti.

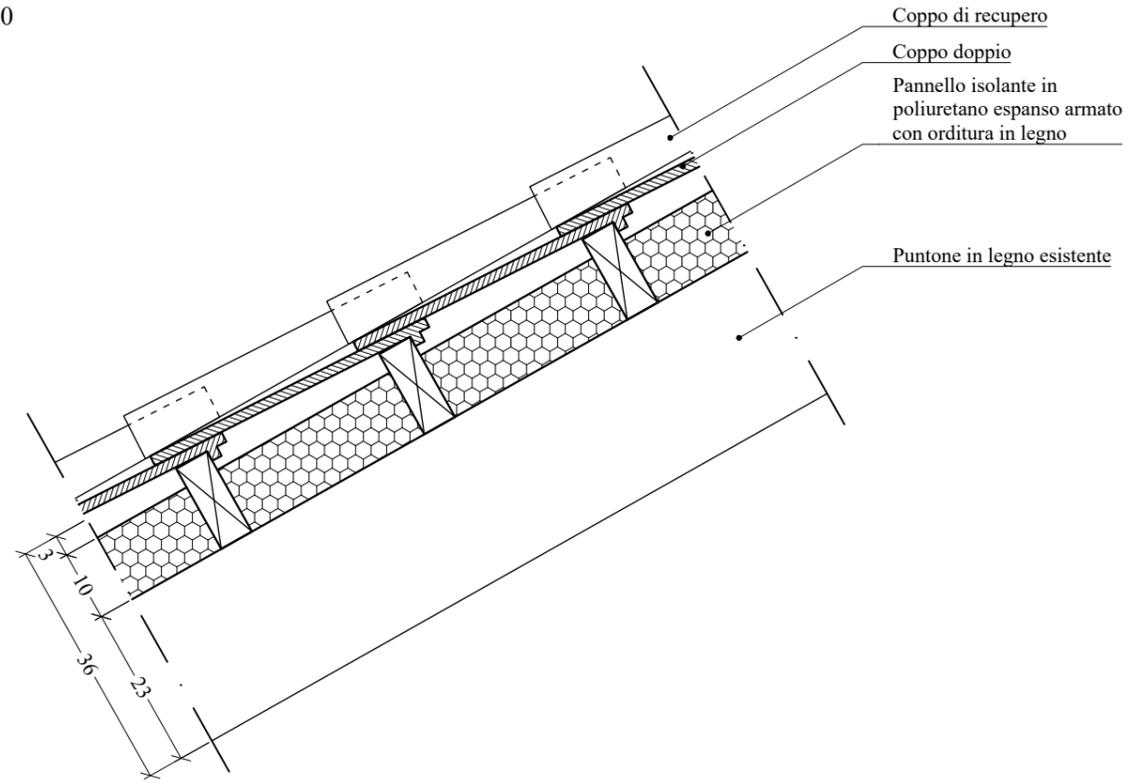


Figura 113 - Lamiera stirata [RGS Schiavetti]

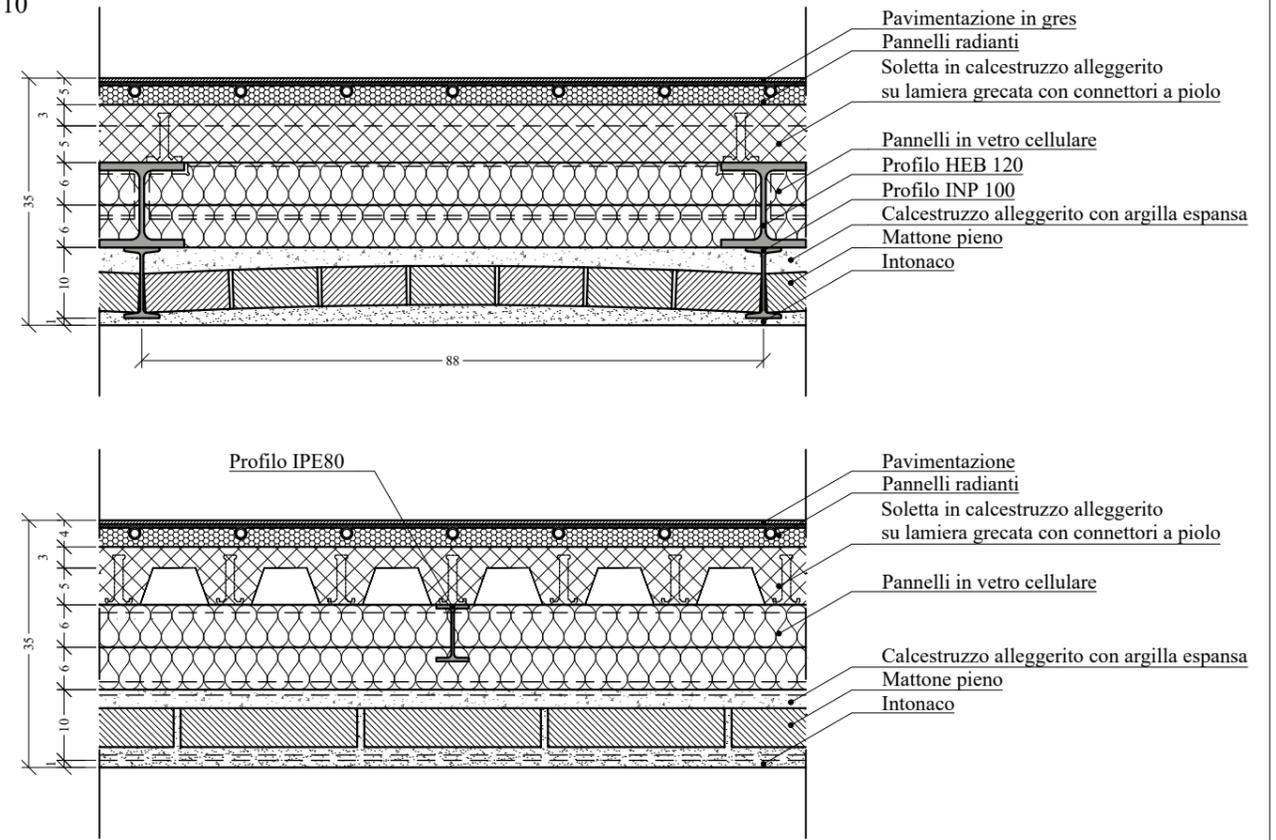


Figura 114 - Vista dei corpi scala

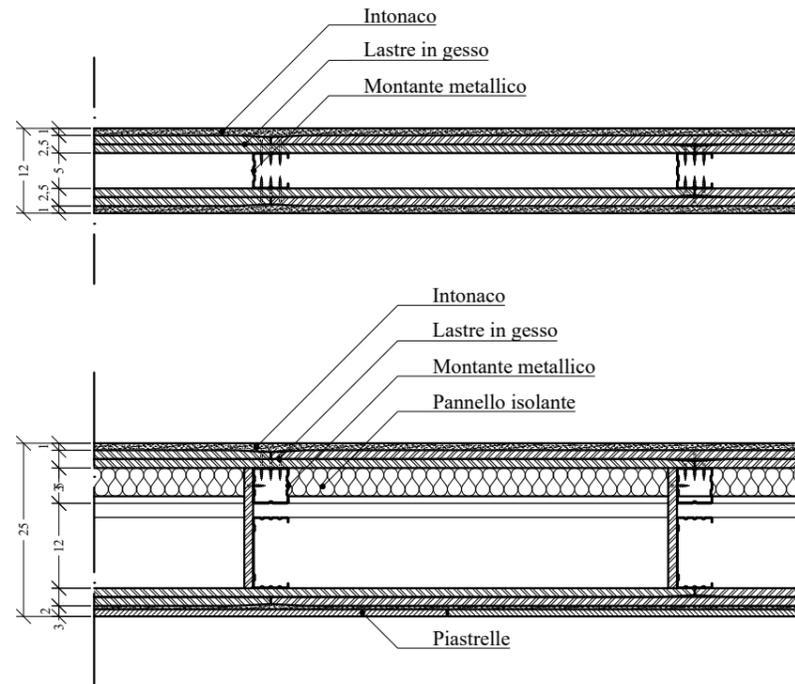
COPERTURA
scala 1:10



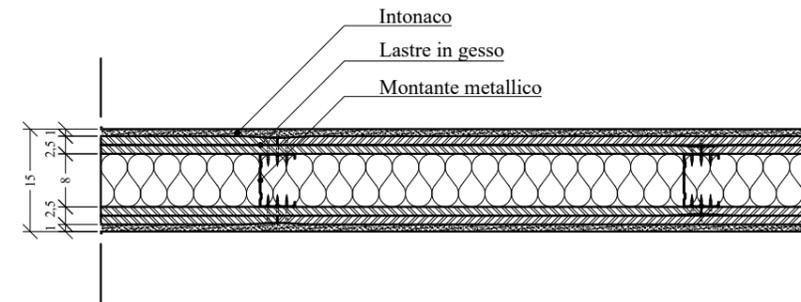
CONSOLIDAMENTO SOLAIO IN ACCIAIO E VOLTINE
scala 1:10



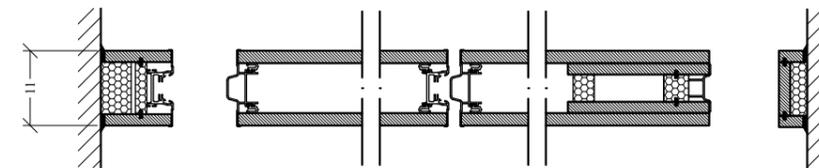
PARTIZIONI INTERNE
scala 1:10



PARTIZIONE INTERNA REI120
scala 1:10



PARTIZIONE INTERNA MOBILE
scala 1:10



6.2.2. ANALISI STATICA LINEARE (POST-OPERAM)

Le Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018 (D.M. 17 gennaio 2018) al capitolo 8 “Costruzioni esistenti” riportano le seguenti categorie di intervento:

- *interventi di riparazione o locali*: interventi che interessano singoli elementi strutturali e che non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- *interventi di miglioramento*: interventi volti a migliorare la sicurezza strutturale preesistente;
- *interventi di adeguamento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente.

La circolare applicativa (circolare 21 gennaio 2019) specifica che, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico, il valore dell'indice di vulnerabilità ζ_E a seguito di interventi di miglioramento deve risultare maggiore di 0,6.

Per assicurarsi che l'intervento proposto ricada nella categoria di intervento di miglioramento è necessario verificare che il cambio di destinazione d'uso non abbia apportato un incremento dei carichi verticali globali in fondazione superiore al 10%. La verifica risulta soddisfatta, dunque a seguito agli interventi proposti deve risultare $\zeta_E > 0,6$

N_{d,ante} [kN]	N_{d,post} [kN]
115.812	104.589

Si procede quindi alla creazione di un nuovo modello, applicando ai solai i carichi dovuti alle configurazioni di progetto mettendo in opera gli interventi di consolidamento. La procedura è la stessa seguita in precedenza, illustrata nel dettaglio nel capitolo 5.

La ristilatura armata dei giunti viene applicata creando una nuova tipologia di muratura, alla quale viene attribuito il parametro migliorativo relativo all'intervento, denominato "ristilatura armata con connessione dei paramenti".

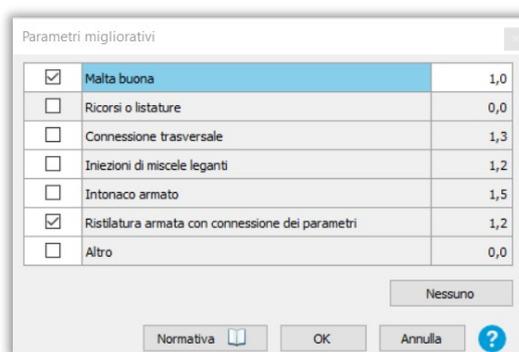


Figura 115 - Parametro migliorativo relativo alla ristilatura armata dei giunti

Per quanto riguarda il consolidamento mediante placcaggio diffuso con FRCM, si procede applicando ad ogni pannello murario soggetto a tale intervento l'attributo "Muratura armata/rinforzo". Qui vengono inserite le caratteristiche del tessuto in fibra di acciaio riportate in precedenza, indicando le caratteristiche del rinforzo scelto, lato del pannello di applicazione e numero di strati per singolo lato.

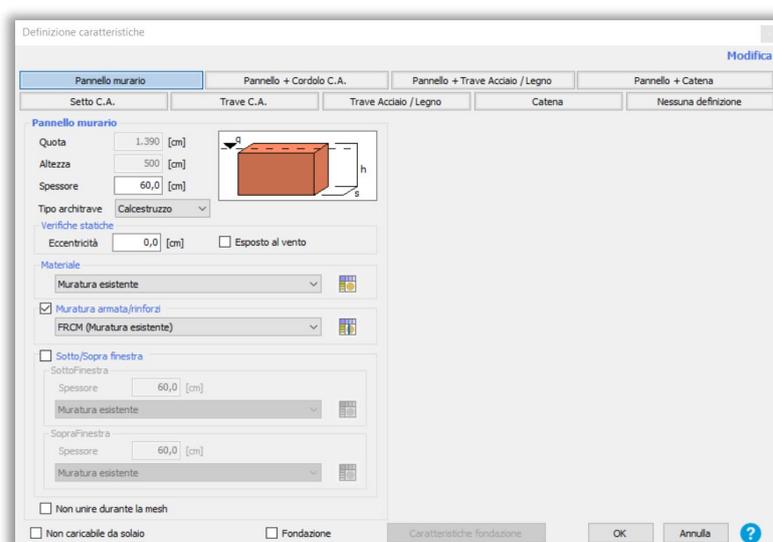


Figura 116 – Applicazione placcaggio diffuso con FRCM

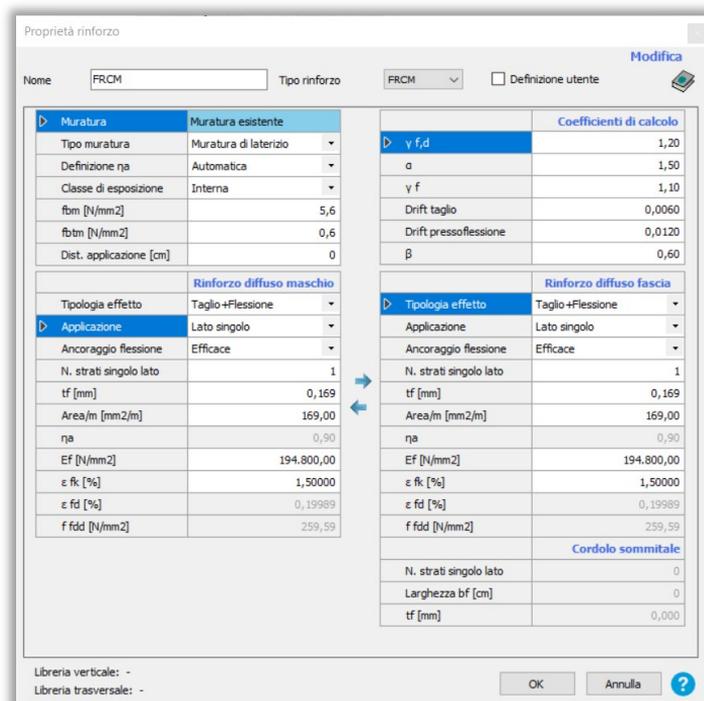


Figura 117 - Proprietà del rinforzo

Vengono inoltre rimosse le murature dei corpi posteriori contenenti i servizi ed installati i vani scala di sicurezza in acciaio. Una volta completato, il modello si presenta nella seguente configurazione:

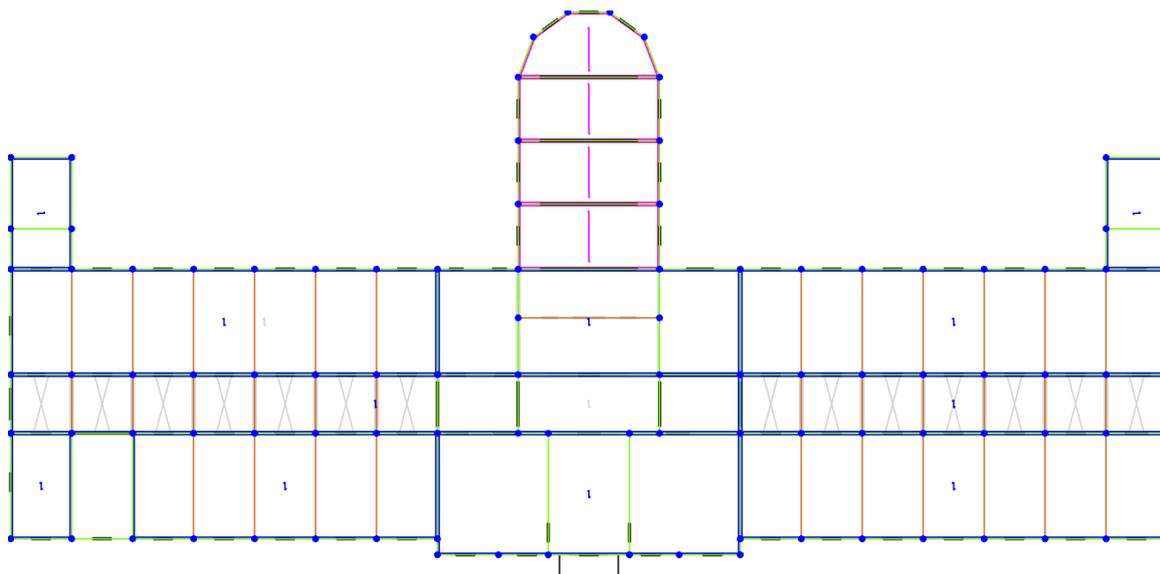


Figura 118 - Struttura del modello post-intervento

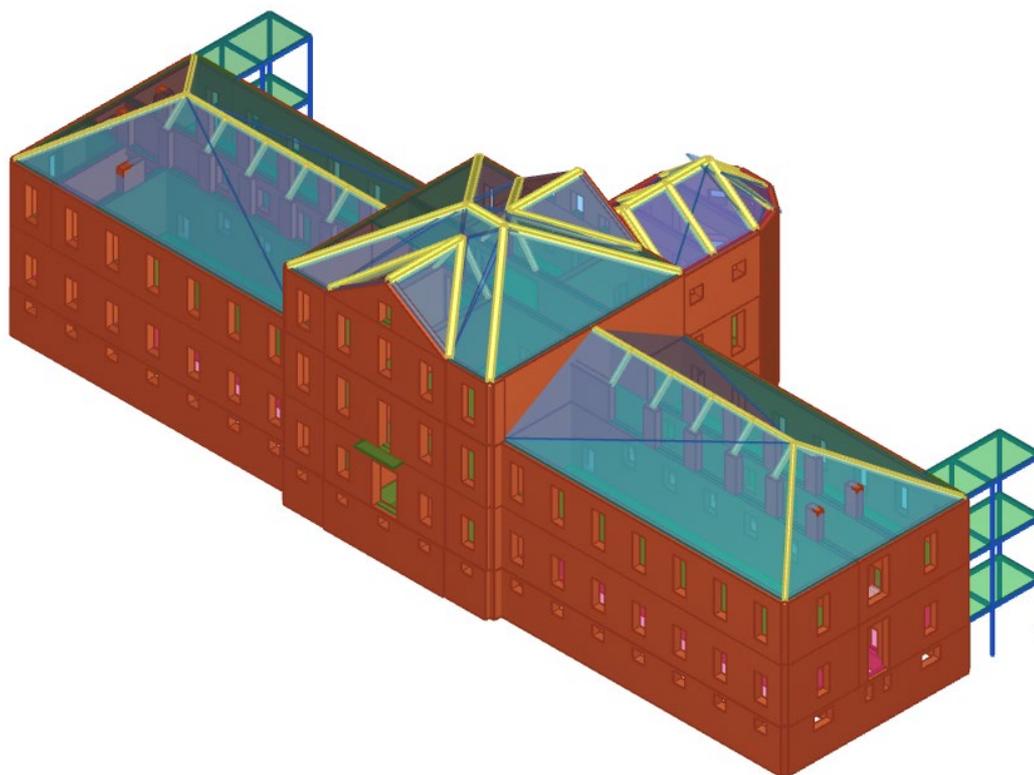


Figura 119 - Vista 3D del modello post-intervento

6.2.2.1. COMPARAZIONE ANALISI ANTE-POST INTERVENTO

L'applicazione degli interventi di consolidamento proposti è risultata efficace. Tutte le verifiche risultano soddisfatte in entrambe le direzioni, con indice di vulnerabilità $\zeta_E > 0,6$ come richiesto da normativa.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	3,22	3,97	1,85	2,53	2,98	1,46	0,90	1,35	0,68	0,90	1,234	1,175	1,494	1,320
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	3,85	5,75	2,10	3,03	4,31	1,65	1,08	1,74	0,82	1,16	1,496	1,425	1,610	1,422
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	3,13	5,53	2,07	2,46	4,14	1,63	0,88	1,51	0,66	1,01	1,765	1,681	1,723	1,522
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	3,85	7,54	2,15	3,03	5,66	1,69	1,08	1,79	0,82	1,20	1,863	1,774	1,658	1,465
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,10	1,93	2,61	1,65	1,45	2,06	0,59	0,73	0,45	0,49	0,921	0,877	1,235	1,090
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	2,45	2,67	2,52	1,93	2,01	1,98	0,69	0,88	0,52	0,59	1,092	1,040	1,280	1,130
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,02	1,64	2,71	1,59	1,23	2,13	0,57	0,74	0,43	0,50	0,814	0,775	1,316	1,162
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	2,40	2,10	2,48	1,89	1,58	1,95	0,67	0,81	0,51	0,54	0,876	0,834	1,196	1,056
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	167,54	3,14	2,00	1,96	2,47	1,50	1,55	0,88	1,40	0,66	0,94	0,638	0,607	1,592	1,406
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-167,54	3,31	8,14	1,78	2,61	6,10	1,40	0,93	1,86	0,70	1,24	2,248	2,140	2,001	1,767
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	167,54	3,77	2,63	2,13	2,97	1,97	1,67	1,06	1,51	0,80	1,01	0,697	0,664	1,429	1,262
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-167,54	4,02	10,17	1,96	3,17	7,63	1,54	1,13	1,89	0,85	1,26	2,045	1,947	1,676	1,480
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	167,54	3,17	2,03	2,09	2,50	1,52	1,65	0,89	1,24	0,67	0,83	0,639	0,609	1,394	1,232
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-167,54	3,18	10,06	2,13	2,50	7,55	1,68	0,89	1,31	0,67	0,88	1,878	1,789	1,472	1,301
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	167,54	3,87	2,80	2,14	3,05	2,10	1,68	1,09	1,62	0,82	1,08	0,723	0,689	1,491	1,317
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-167,54	3,98	12,63	2,05	3,13	9,47	1,61	1,12	1,95	0,84	1,30	1,955	1,862	1,741	1,537
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	355,30	2,06	1,57	3,22	1,62	1,17	2,54	0,58	0,44	0,37	0,759	0,723	0,958	0,846	
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-355,30	1,98	2,28	2,55	1,56	1,71	2,01	0,56	0,78	0,42	0,52	1,147	1,092	1,396	1,233
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	355,30	2,49	2,24	2,99	1,96	1,68	2,35	0,70	0,83	0,53	0,56	0,900	0,857	1,192	1,053
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-355,30	2,40	3,79	2,38	1,89	2,84	1,87	0,67	0,87	0,51	0,58	1,582	1,506	1,299	1,148
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	355,30	1,99	1,34	3,44	1,57	1,00	2,71	0,56	0,58	0,42	0,38	0,673	0,641	1,034	0,913
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-355,30	1,96	1,93	2,68	1,54	1,45	2,11	0,55	0,62	0,42	0,42	0,987	0,940	1,134	1,002
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	355,30	2,40	1,69	3,05	1,89	1,27	2,40	0,67	0,71	0,51	0,47	0,706	0,672	1,054	0,931
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-355,30	2,34	3,02	2,38	1,84	2,27	1,87	0,66	0,87	0,50	0,58	1,291	1,229	1,329	1,174

Figura 120 - Risultati post-operam

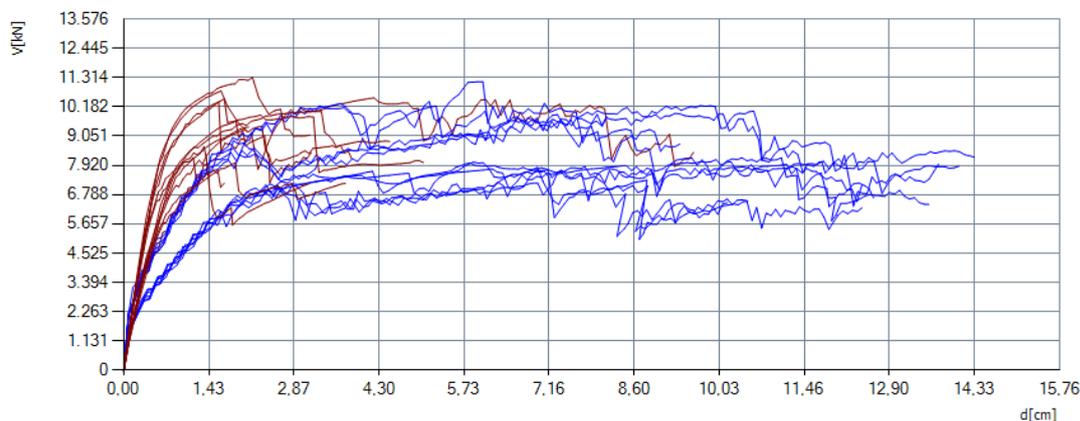


Figura 121 - Curve di capacità post-operam

Per evidenziare gli effetti dovuti agli interventi di consolidamento si analizza l'analisi che risulta più gravosa allo stato di fatto, ossia l'analisi 9. Tale analisi, con direzione principale X, è caratterizzata da una distribuzione uniforme del carico sismico in direzione positiva, con eccentricità pari a 167,54 cm.

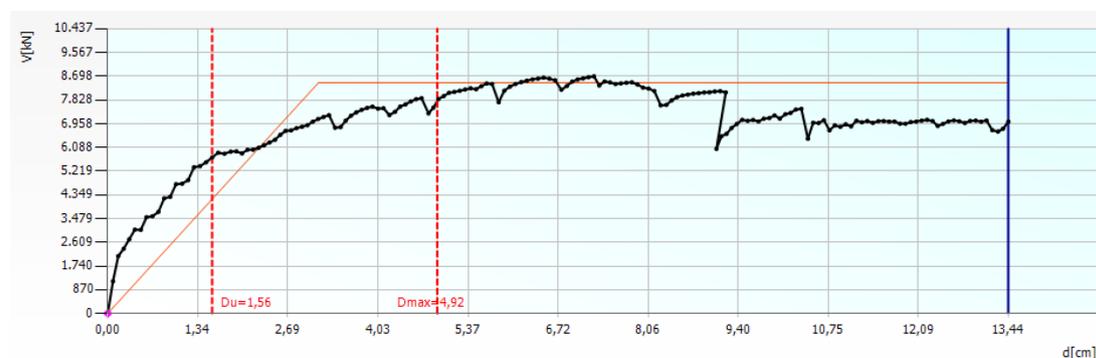


Figura 123 - Curva di capacità analisi 9 (ante-operam)

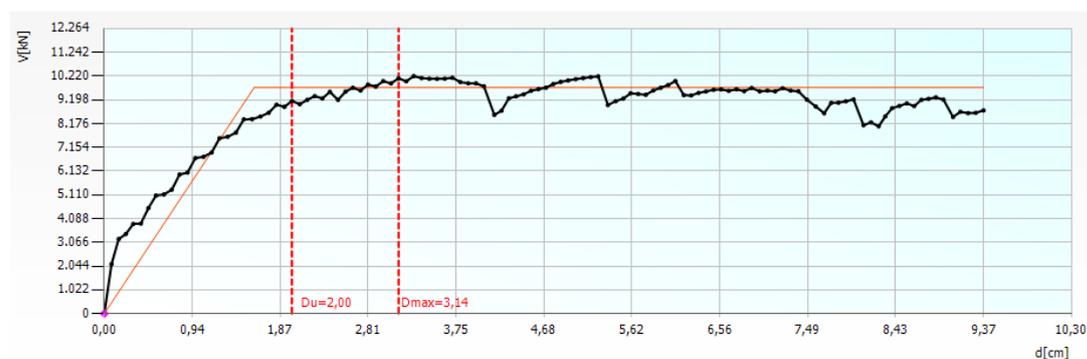


Figura 122 - Curva di capacità analisi 9 (post-operam)

Il confronto tra le curve di capacità ante-post intervento evidenziano come l'applicazione degli interventi di consolidamento (placcaggio con ...) e l'inserimento delle scale di sicurezza abbiano portato ad un incremento della resistenza a pressoflessione della struttura dell'Istituto Pacchiotti. Come si può notare dalle curve, il risultato è una diminuzione della capacità della struttura, accompagnata da un incremento della resistenza a flessione delle pareti.

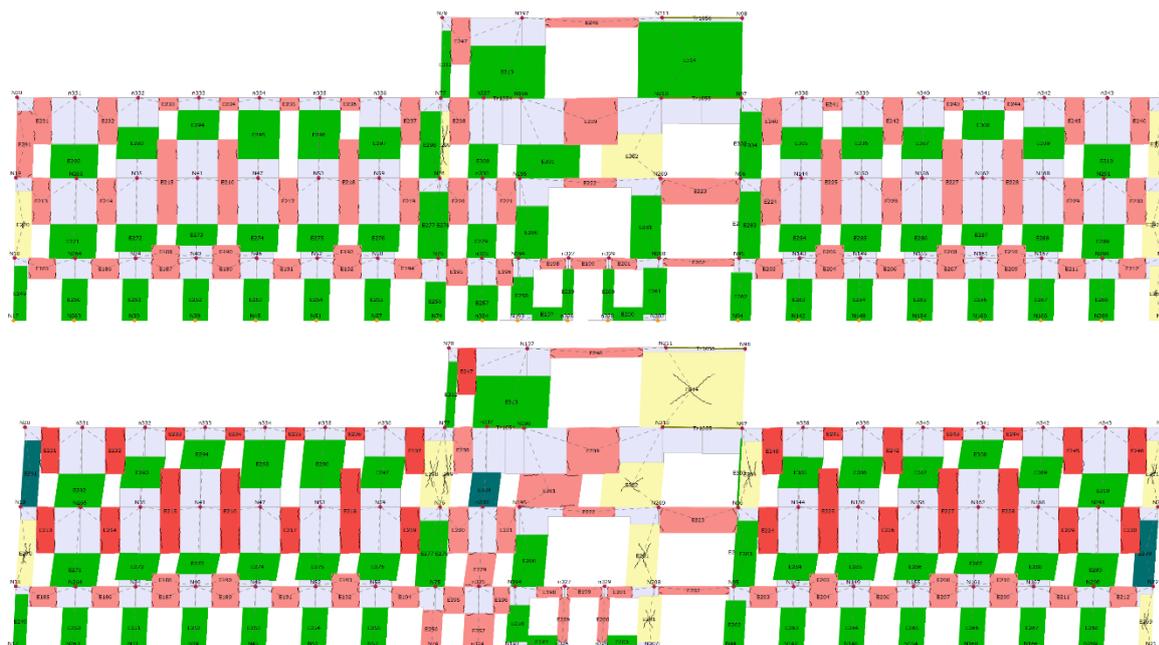
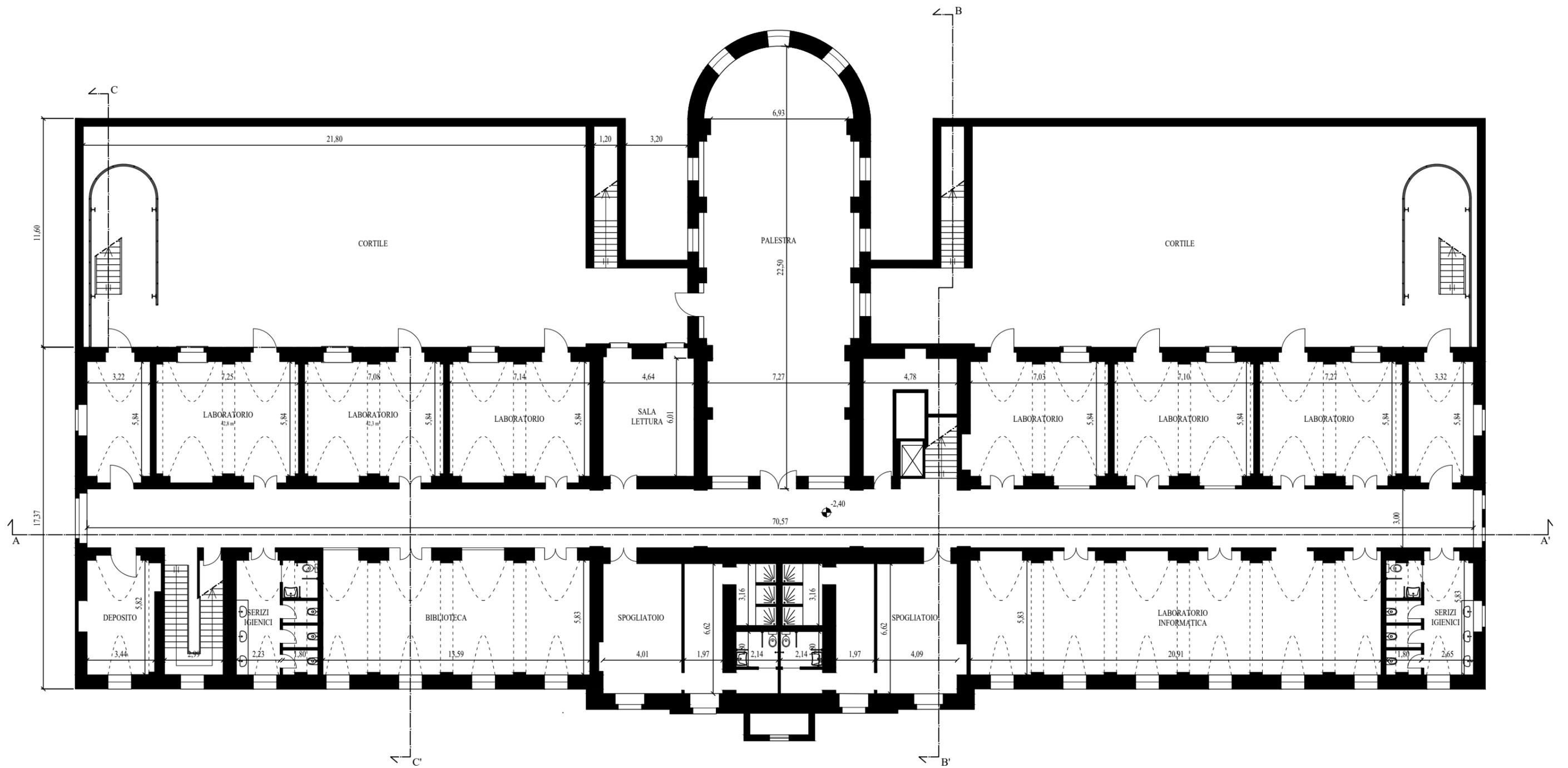


Figura 124 - Deformata di parete 6

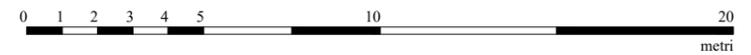
In figura 118 viene riportata la deformata della parete 6 in due step successivi: come si può notare, le fasce di piano sono soggette a pressoflessione, mentre i maschi murari sono sottoposti a sollecitazioni di taglio. Con il progredire degli step di carico, le fasce di piano risultano essere le prime a plasticizzarsi, fino a raggiungere la rottura per pressoflessione, mentre i maschi murari raggiungono il collasso per taglio. Il meccanismo di collasso risulta dunque paragonabile a quello che si verifica allo stato di fatto.

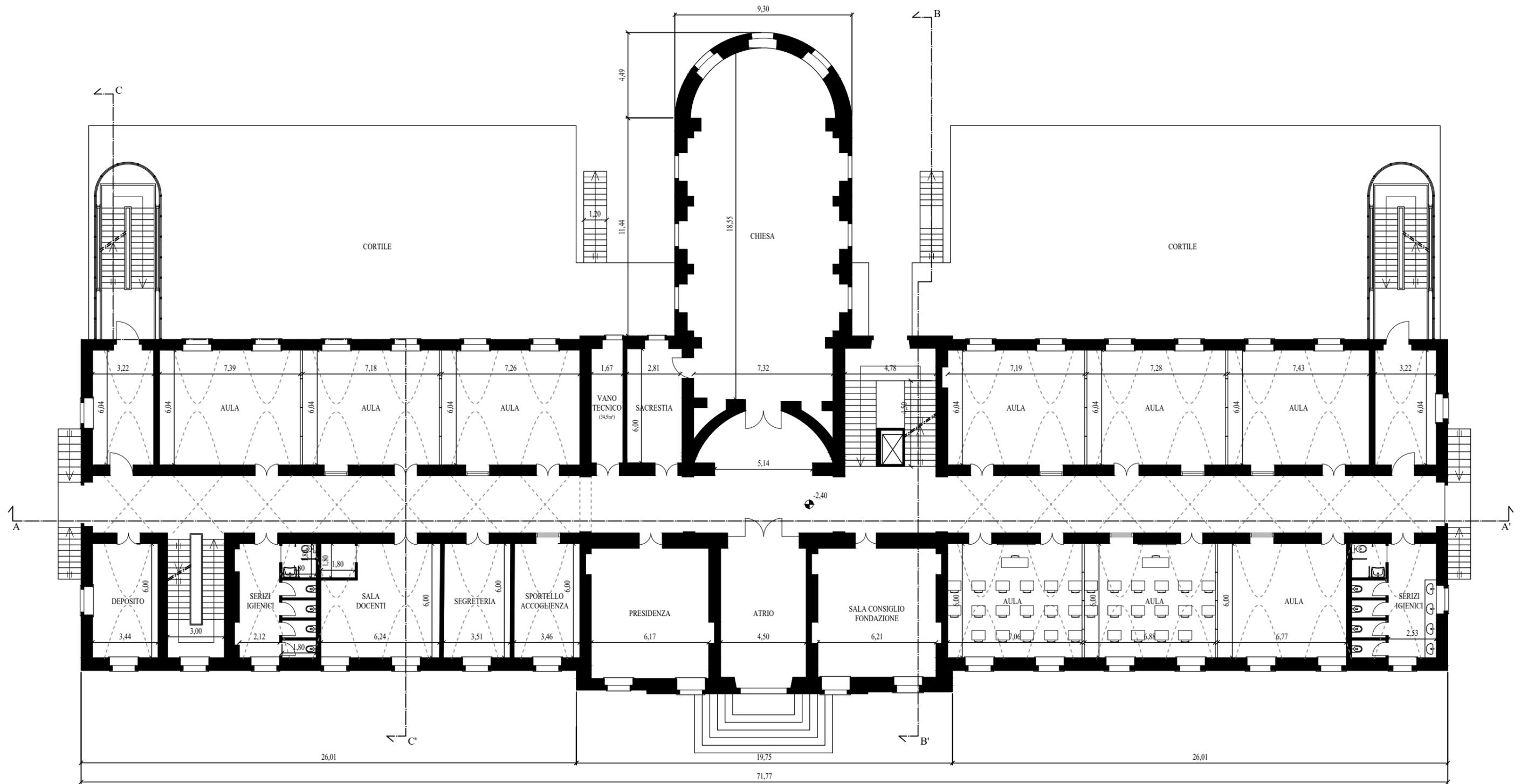
Come verifica ultima dell'efficacia dell'intervento di consolidamento, si riporta una tabella comparativa dell'indice di vulnerabilità a SLV della struttura. Come si può notare, tutte le verifiche risultano soddisfatte secondo i limiti imposti dalla normativa. In particolare, si ha un netto miglioramento della risposta sismica dell'edificio in direzione X, che risultava la più penalizzata. Si riscontra un decremento dell'indice di vulnerabilità della struttura, che restano in ogni caso ampiamente verificate.

N.	Direzione sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	ζ_e Stato di fatto	ζ_e Intervento	$\Delta\zeta_e$
1	+X	Uniforme	0,00	0,913	1,175	29%
2	+X	Forze statiche	0,00	0,875	1,425	63%
3	-X	Uniforme	0,00	0,779	1,681	116%
4	-X	Forze statiche	0,00	0,861	1,774	106%
5	+Y	Uniforme	0,00	0,806	0,877	9%
6	+Y	Forze statiche	0,00	0,819	1,040	27%
7	-Y	Uniforme	0,00	0,766	0,775	1%
8	-Y	Forze statiche	0,00	0,782	0,834	7%
9	+X	Uniforme	167,54	0,302	0,607	101%
10	+X	Uniforme	-167,54	2,02	2,140	6%
11	+X	Forze statiche	167,54	0,502	0,664	32%
12	+X	Forze statiche	-167,54	2,195	1,947	-11%
13	-X	Uniforme	167,54	0,351	0,609	74%
14	-X	Uniforme	-167,54	2,013	1,789	-11%
15	-X	Forze statiche	167,54	0,434	0,689	59%
16	-X	Forze statiche	-167,54	1,897	1,862	-2%
17	+Y	Uniforme	355,30	0,711	0,723	2%
18	+Y	Uniforme	-355,30	1,007	1,092	8%
19	+Y	Forze statiche	355,30	0,717	0,857	20%
20	+Y	Forze statiche	-355,30	1,058	1,506	42%
21	-Y	Uniforme	355,30	0,663	0,641	-3%
22	-Y	Uniforme	-355,30	0,903	0,940	4%
23	-Y	Forze statiche	355,30	0,682	0,672	-1%
24	-Y	Forze statiche	-355,30	0,904	1,229	36%



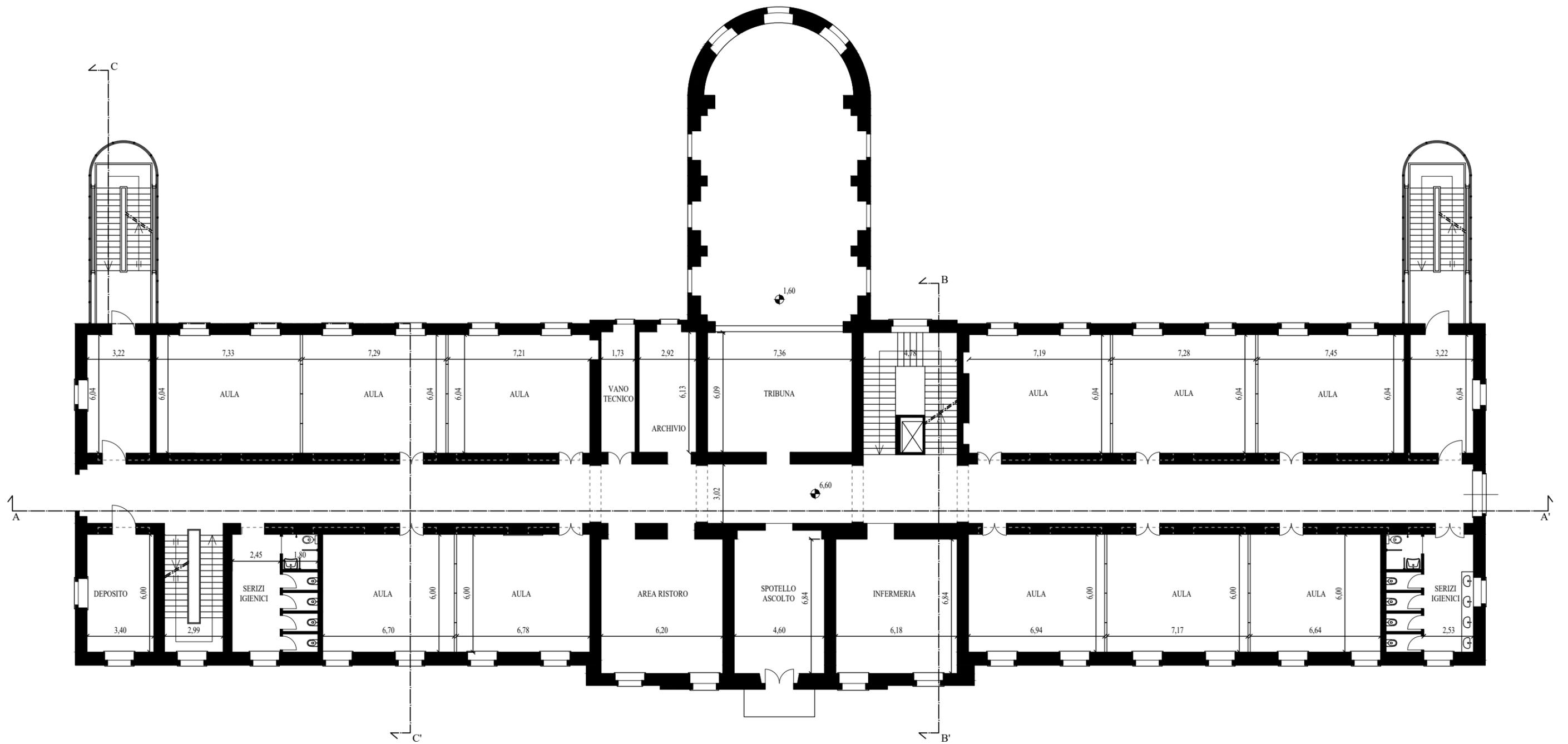
PIANTA PIANO SEMINTERRATO
scala 1:200



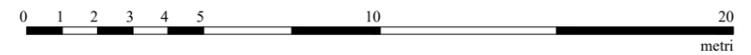


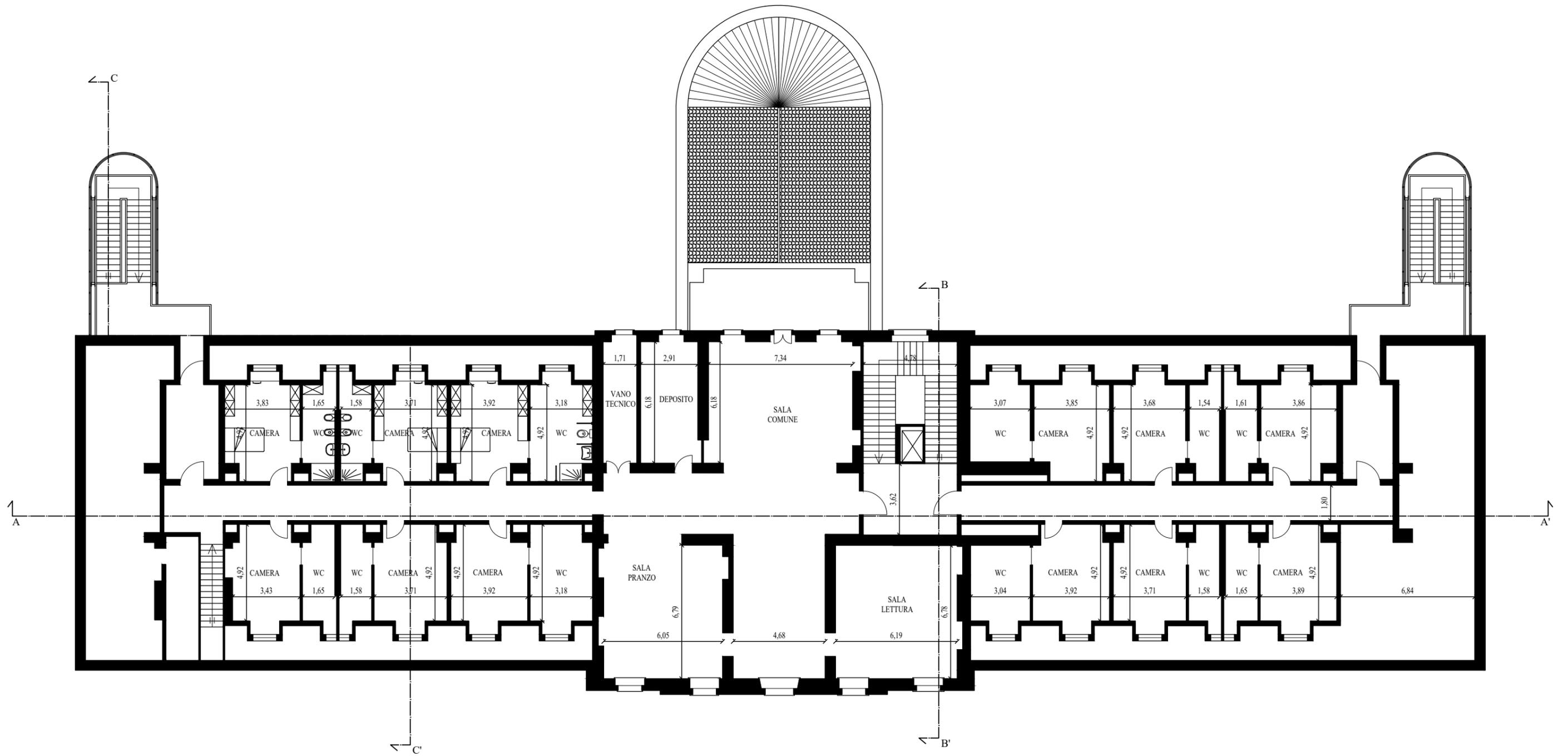
PIANTA PIANO RIALZATO
scala 1:200





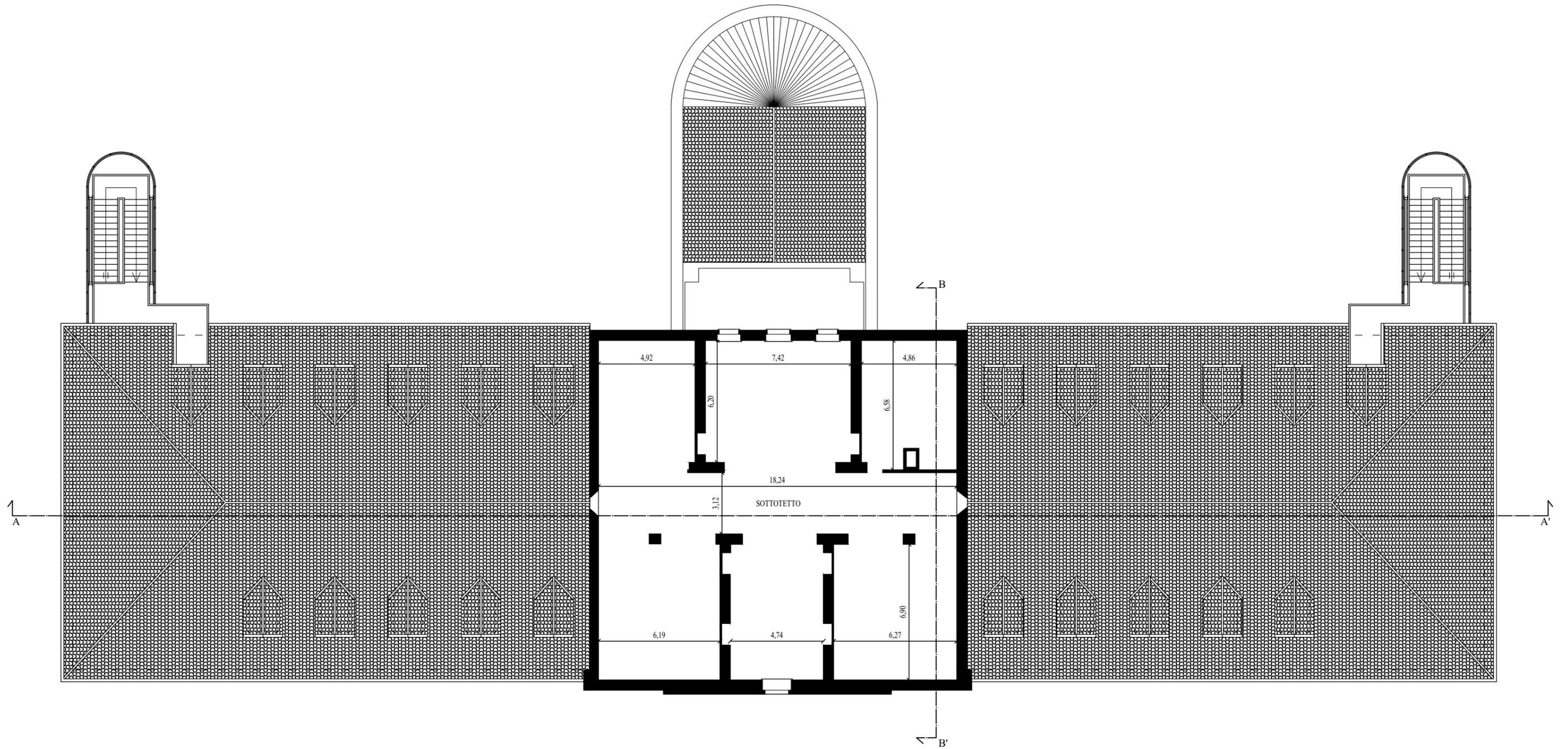
PIANTA PIANO PRIMO
scala 1:200





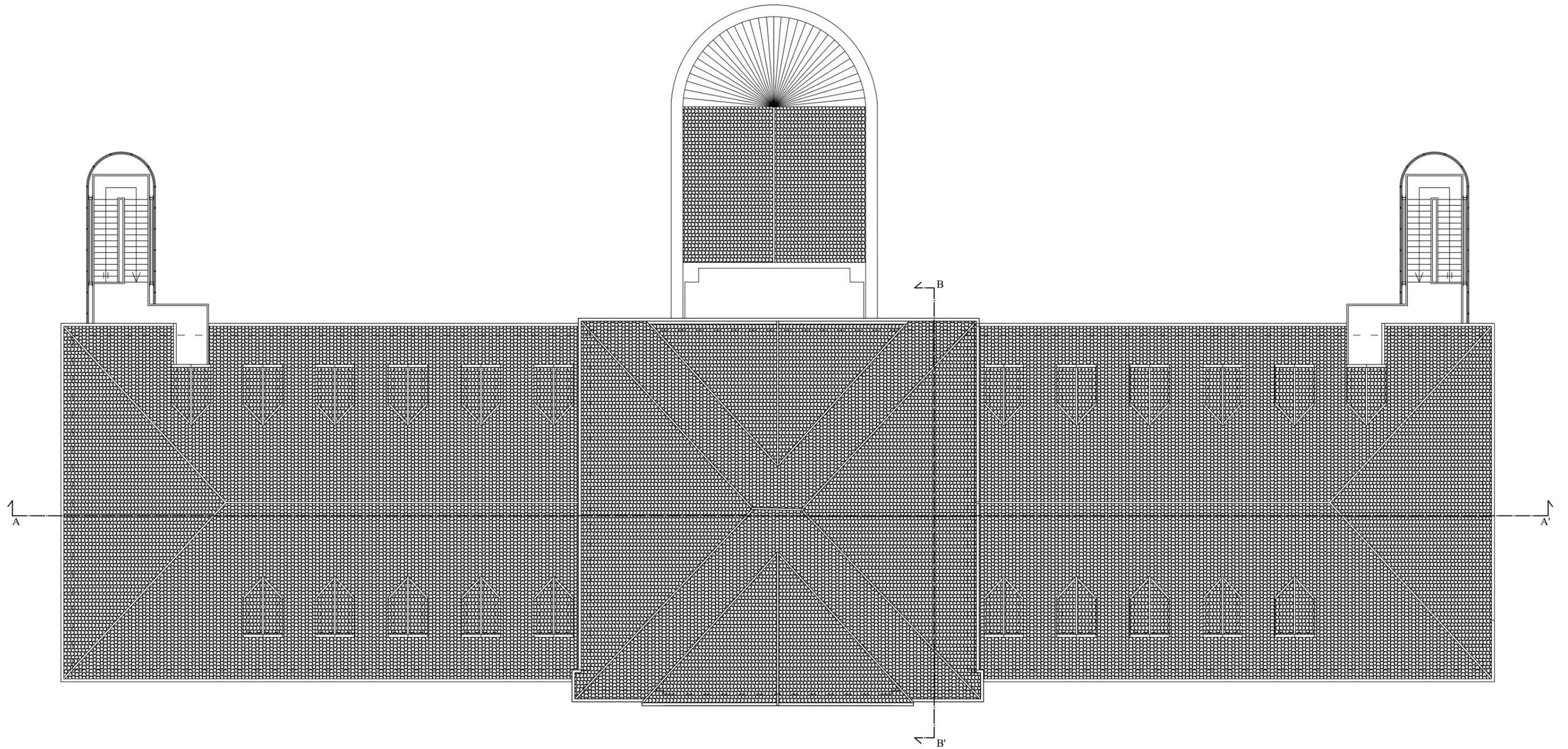
PIANTA PIANO SECONDO
scala 1:200





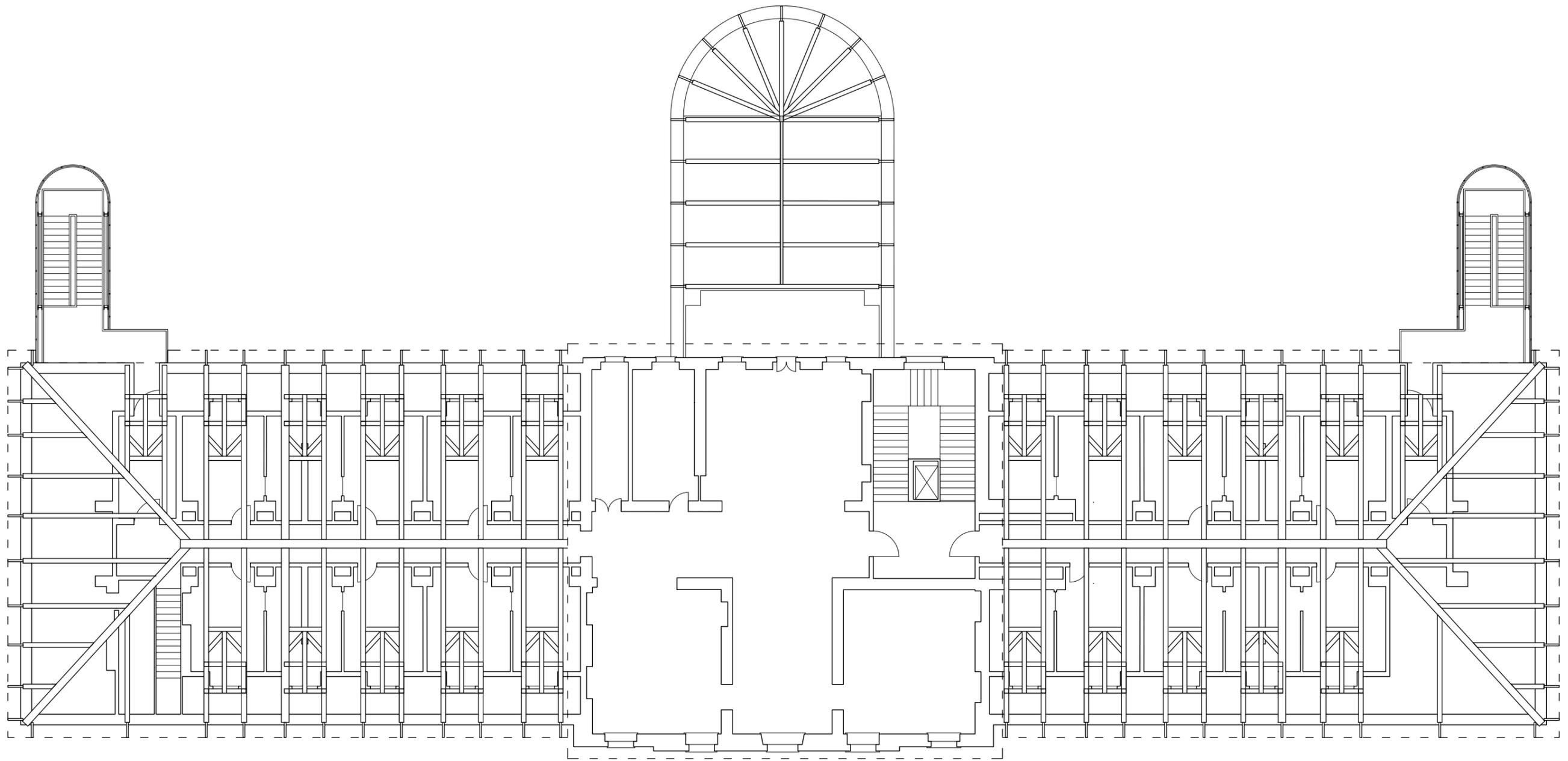
PIANTA PIANO TERZO
 scala 1:200





PIANTA COPERTURA
scala 1:200

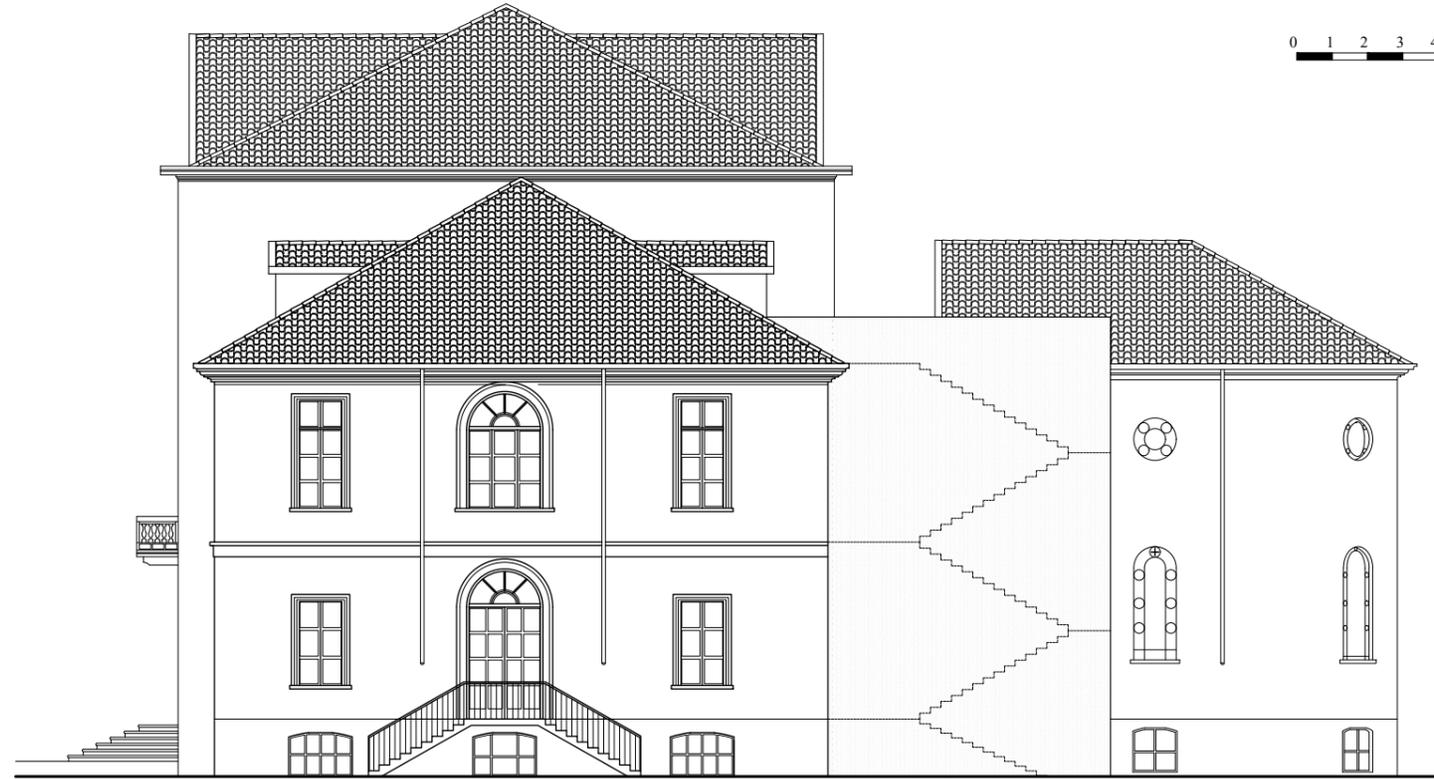




STRUTTURE COPERTURA PIANO SECONDO
scala 1:200



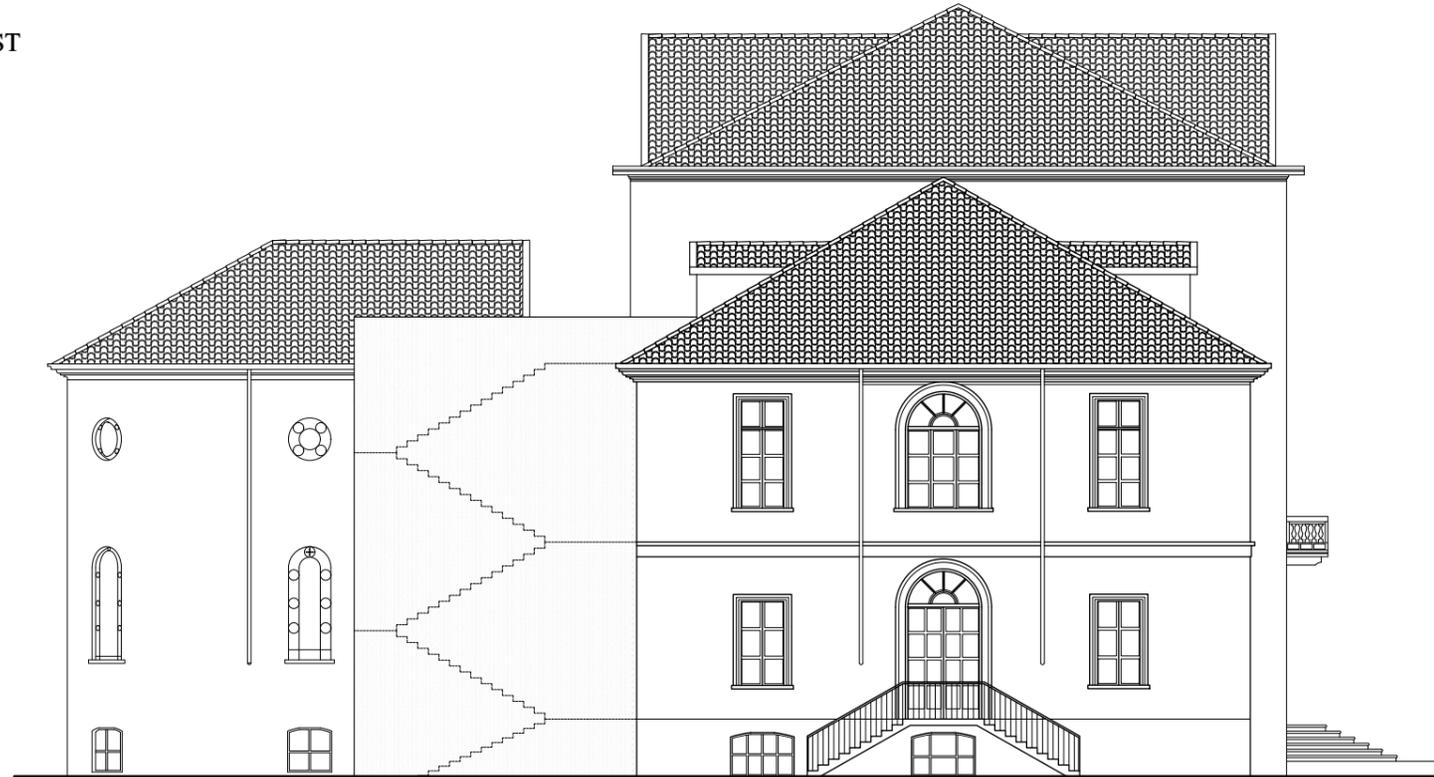
PROSPETTO NORD-EST
scala 1:200



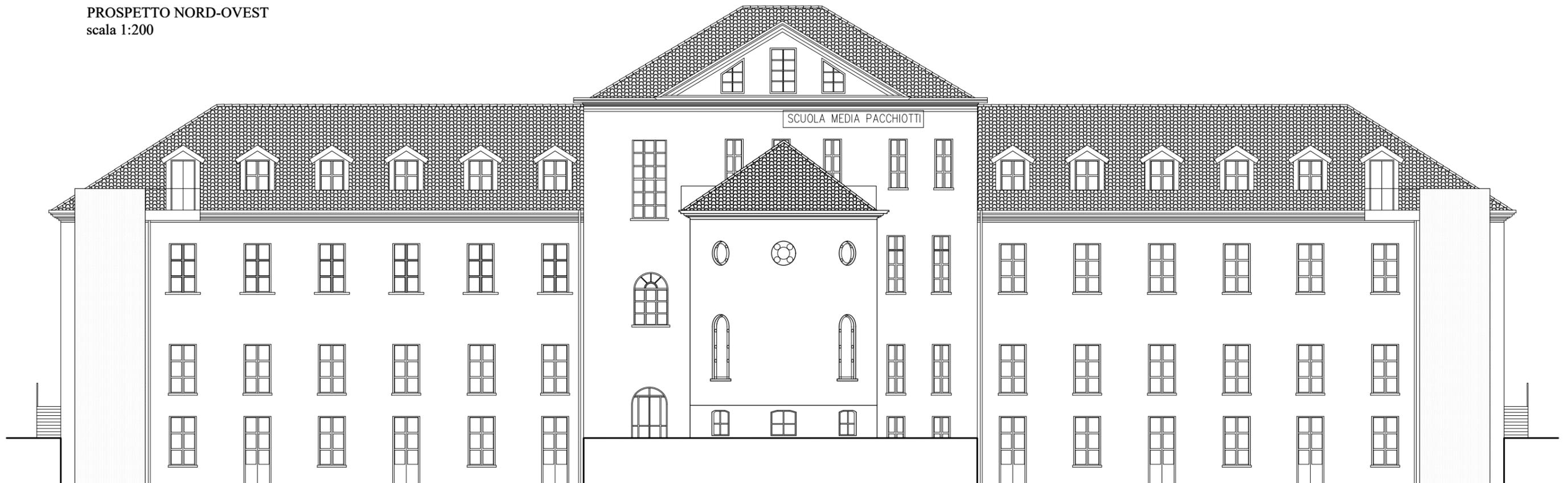
PROSPETTO SUD-EST
scala 1:200



PROSPETTO SUD-OVEST
scala 1:200



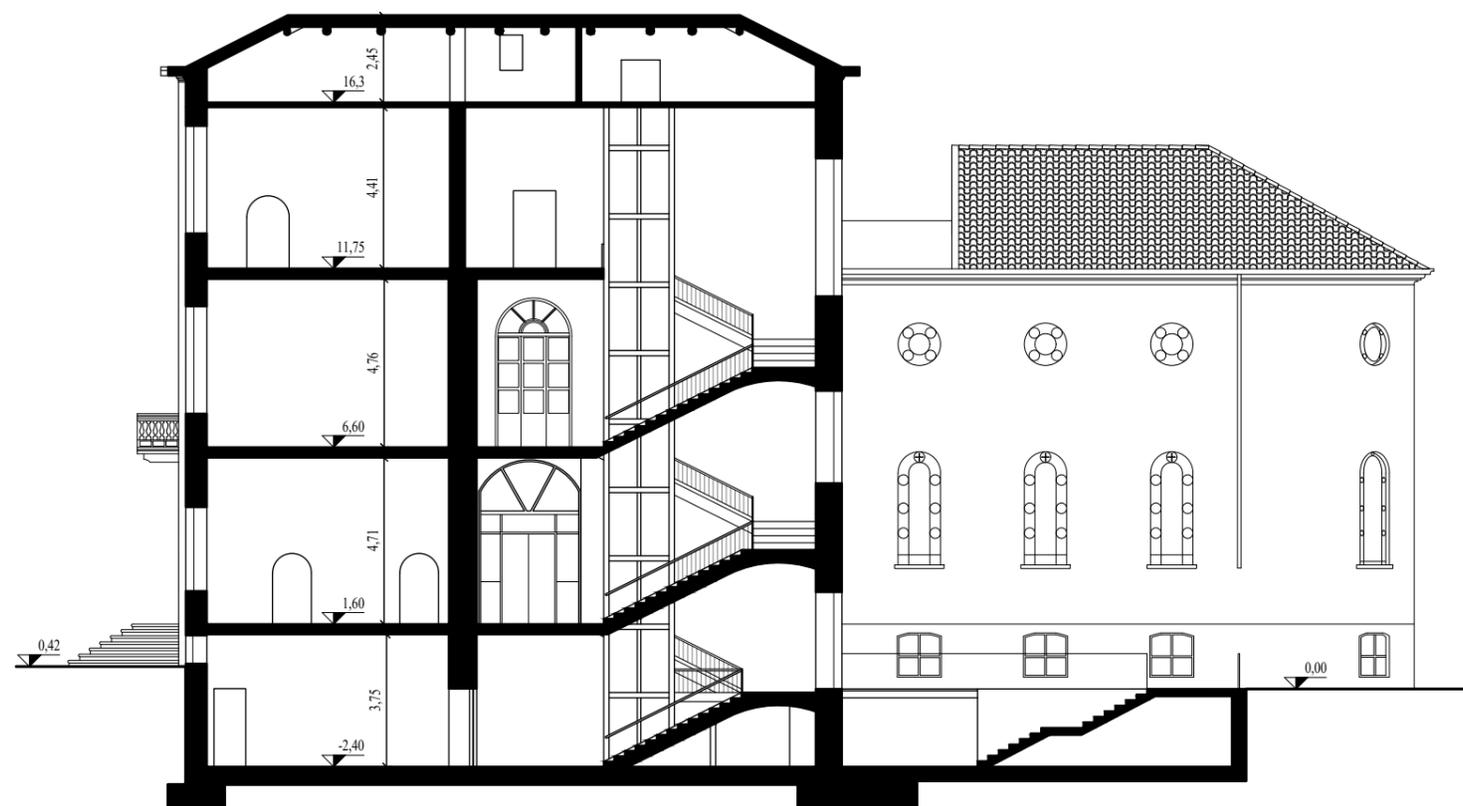
PROSPETTO NORD-OVEST
scala 1:200



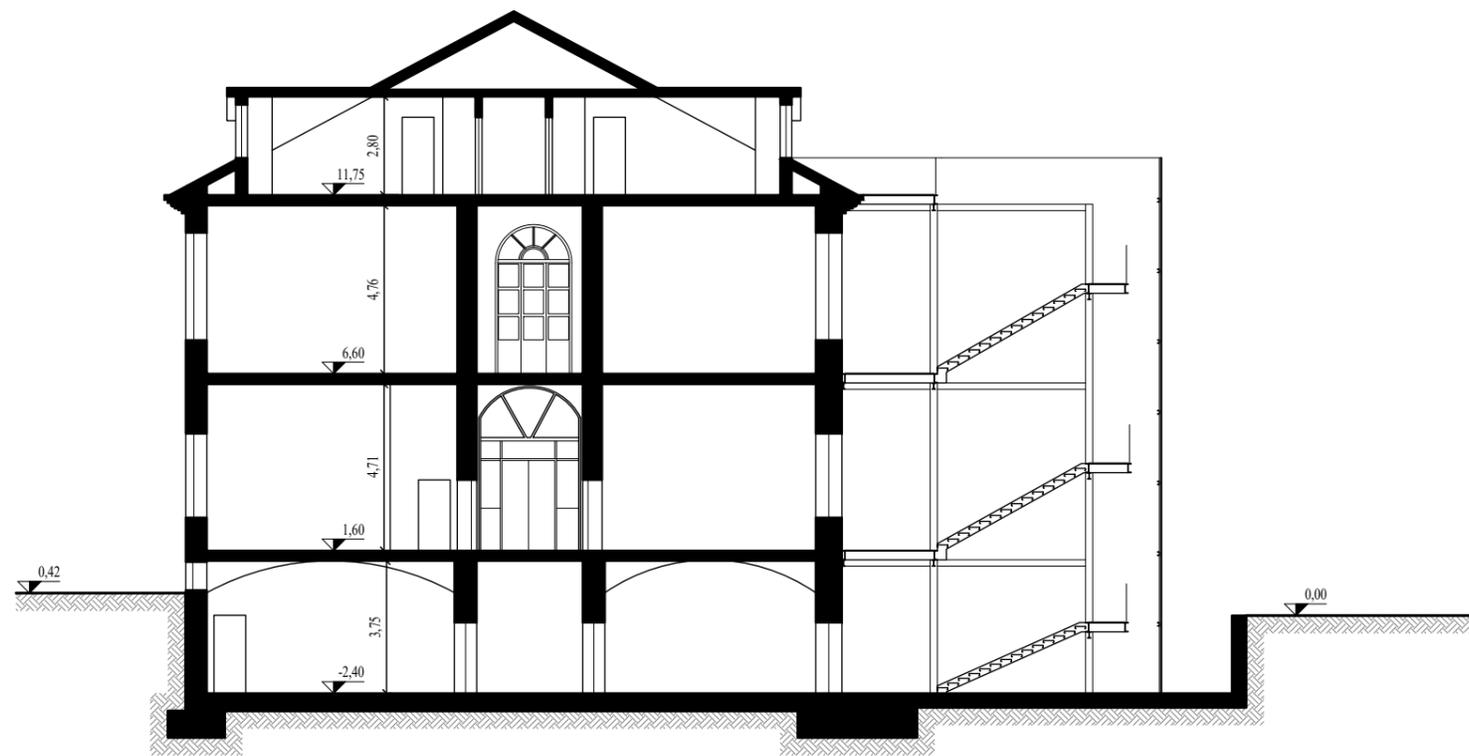
SEZIONE A-A'
scala 1:200



SEZIONE B-B'
scala 1:200



SEZIONE C-C'
scala 1:200



7. CONCLUSIONI

L'analisi dello stato di fatto dell'Istituto Pacchiotti ha evidenziato carenze strutturali in merito alla risposta all'azione sismica, problematiche riguardo l'esodo in situazioni di pericolo e un generale stato di scarsa manutenzione.

I risultati ottenuti in merito all'analisi sismica hanno mostrato come, mettendo in opera interventi non troppo invasivi, si possa raggiungere un indice di vulnerabilità del fabbricato che ricada entro i limiti proposti dalla normativa NTC18.

Il progetto di riqualificazione e rifunzionalizzazione ha messo in luce come una riorganizzazione degli ambienti possa garantire la fruibilità degli enormi spazi interni.

BIBLIOGRAFIA

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, Norme Tecniche per le Costruzioni

Donà C., De Maria A., *Manuale delle murature storiche. Analisi e valutazione del comportamento strutturale-Schede operative per gli interventi di restauro strutturale, DEI, 2011*

Eurocodice 4: Progettazione di strutture composite in acciaio e calcestruzzo, 1994

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., *Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura, X Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, 2001*

Giuffrè A., *Lecture sulla meccanica delle murature storiche, Kappa, 1991*

Lagomarsino S., Cattari S., *Verifica sismica di edifici esistenti in muratura: validazione dei metodi di analisi non lineare su un caso studio, 2014*

Lenza P., Ghersi A., *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica, Dario Flaccovio Editore, 2019*

Menditto G., *Fessurazioni nelle strutture, Dario Flaccovio Editore, 2016*

Milano L., Mannella A., Morisi C., Martinelli A., *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici, ReLUIS, 2009*

S.T.A. DATA, *Manuale d'uso 3Muri, 2020*

Vinci M., *Metodi di calcolo e tecniche per il consolidamento per gli edifici in muratura, Dario Flaccovio Editore, 2019*

SITOGRAFIA

<https://www.visitgiaveno.it/>

<https://www.facebook.com/fondazionepacchiotti/>

https://emidius.mi.ingv.it/ASMI/event/19800105_1432_000

http://www.archiviola stampa.it/component/option,com_lastampa/task,search/mod,libera/action,viewer/Itemid,3/page,4/articleid,1058_02_1980_0005_0004_24047018/