

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DIPARTIMENTO DI ARCHITETTURA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA EDILE - ARCHITETTURA

TESI DI LAUREA

in

Recupero e Conservazione degli edifici

**PROGETTO DI RECUPERO ARCHITETTONICO E
PRESTAZIONALE DELLA VILLA NEGRI-BIANCHETTI,
SITUATA AD OZZANO DELL'EMILIA**

**Candidato:
GIACOMO SGARZI**

**Relatore:
Chiar.mo Prof. Ing. RICCARDO GULLI**

**Correlatore:
Ing. GIORGIA PREDARI**

Anno Accademico 2017 - 2018

Sessione II

Indice

1. Introduzione	1
2. Storia della Villa Negri-Bianchetti	3
2.1 Origine Villa Negri	3
2.2 Passaggio ai Bianchetti	4
2.3 Villa Negri-Bianchetti: lavori di ristrutturazione totale	5
2.4 Passaggio ai Barnabiti	6
2.5 Passaggio al Reale Collegio di Spagna: restauro dei prospetti	6
2.6 Lavori per ripristino strutturale	8
2.7 Lavori per recupero totale della Villa	9
3. Villa Negri-Bianchetti	32
3.1 Sintesi storica	32
3.2 Stato di fatto	32
3.3 Classificazione delle murature per epoca di realizzazione	41
3.4 Analisi muraria	44
3.5 Muratura efficace in campo statico	46
3.6 Muratura efficace in campo dinamico	48
3.7 Analisi materica e costruttiva dei solai e della copertura	50
4. Valutazione strutturale pre-intervento	53
4.1 Vulnerabilità sismica	53
4.1.1 Caratteristiche delle costruzioni in muratura	53
4.1.2 Vulnerabilità dell'oggetto di studio	53
4.2 Livelli di sicurezza sismica	56
4.2.1 Premessa	56
4.2.2 Modello di valutazione a livello territoriale - LV1	57
4.2.2.1 Dati iniziali	58
4.2.2.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza - FC	59
4.2.2.3 Coefficiente di struttura - q	60
4.2.2.4 Resistenza a taglio dell'edificio - $F_{e,SLV}$	60
4.2.2.5 Massa sismica - M	65
4.2.2.6 Frazione di massa partecipante al moto dinamico - e^*	67
4.2.2.7 Spettro di risposta elastica - $S_{e,SLV}$	68
4.2.2.8 Accelerazioni al suolo - a_{SLV}	68
4.2.2.9 Conclusioni	69
4.3 Cinematismi di collasso	69
4.3.1 Schede CINE	69
4.3.1.1 Ribaltamento semplice di parete	69
<i>Ribaltamento semplice di parete monolitica - parte alta</i>	70
<i>Ribaltamento semplice di parete monolitica - più piani</i>	70
<i>Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina</i>	70
4.3.1.2 Ribaltamento composto	70

<i>Ribaltamento composto - ribaltamento del cantonale</i>	71
4.3.1.3 Flessione verticale	72
4.3.1.4 Flessione orizzontale	73
4.3.2 Applicazione al caso di studio.....	74
4.3.2.1 Ribaltamento semplice di parete monolitica	74
4.3.2.2 Ribaltamento composto di parete monolitica - ribaltamento del cantonale.....	75
4.3.2.3 Flessione verticale di parete monolitica a due piani	77
4.3.2.4 Flessione orizzontale di parete monolitica	79
4.3.3 Conclusioni	80
5. Progetto architettonico.....	82
6. Progetto strutturale.....	92
6.1 Progetto di miglioramento sismico	92
6.1.1 Linee guida di intervento	92
6.1.2 Strutture e portali di controvento.....	92
6.1.2.1 Telai posti al piano terra e ammezzato.....	93
<i>Verifica a trazione</i>	94
<i>Verifica a stabilità</i>	94
6.1.2.2 Telai posti al piano primo.....	98
<i>Verifiche di resistenza dell'architrave</i>	99
<i>Verifica a flessione monoassiale</i>	99
<i>Verifica a taglio</i>	99
<i>Verifica di deformabilità dell'architrave</i>	99
<i>Verifica della rigidità del portale metallico:</i>	99
6.1.3 Cordoli solai	102
6.1.4 Vano ascensore Sud-Ovest	104
6.1.5 Nuova scala Est tra piano interrato e piano terra	104
6.1.6 Ascensore ala Est.....	104
6.1.7 Chiusura di aperture nelle pareti portanti.....	106
6.1.8 Spostamento di un'apertura in una parete portante	107
6.1.9 Apertura di vani nelle pareti portanti	110
6.1.9.1 Apertura 1: piano interrato.....	110
6.1.9.2 Apertura 2: piano interrato	112
6.1.9.3 Apertura 3: piano terra.....	114
6.1.9.4 Apertura 4-5: piano terra	116
6.1.9.5 Apertura 6: piano ammezzato	118
6.1.9.6 Aperture 7-8: piano primo.....	120
6.1.10 Piattaforma auditorium piano interrato.....	122
6.1.11 Passerella di collegamento in acciaio e vetro.....	124
6.1.12 Solaio in acciaio	126
6.2 Livelli di sicurezza sismica: post-intervento	127
6.2.1 Modello di valutazione a livello territoriale - LV1.....	127
6.2.1.1 Dati iniziali.....	128
6.2.1.2 Resistenza a taglio dell'edificio - $F_{e,SLV}$	128
6.2.1.3 Massa sismica - M	133
6.2.1.4 Frazione di massa partecipante al moto dinamico - e^*	135
6.2.1.5 Spettro di risposta elastica - $S_{e,SLV}$	136
6.2.1.6 Accelerazioni al suolo - a_{SLV}	137
6.2.1.7 Conclusioni	137
6.3 Cinematismi di collasso: post-intervento	137
6.3.1 Flessione verticale di parete monolitica a due piani.....	137
7. Progetto impiantistico.....	140

8. Progetto di prevenzione incendi	147
8.1 Generalità.....	147
8.2 Normativa di riferimento.....	147
8.3 Misure prescrittive.....	147
<i>Misure precauzionali per lo sfollamento delle persone in caso di emergenza</i>	147
8.4 Calcolo del massimo affollamento.....	148
<i>Piano interrato</i>	148
<i>Piano terra</i>	149
<i>Piano ammezzato ala Est</i>	149
<i>Piano ammezzato ala Ovest</i>	149
<i>Piano primo</i>	149
<i>Verifica del massimo affollamento contemporaneo di tutto l'edificio</i>	149
8.5 Disposizioni generali.....	150
<i>Divieto di comunicazione tra ambienti ove è svolta un'attività diversa</i>	150
<i>Disposizioni relative allo svolgimento di attività</i>	150
<i>Depositi</i>	150
<i>Aree a rischio specifico</i>	151
<i>Impianti elettrici</i>	151
8.6 Dotazioni antincendio.....	151
<i>Mezzi di estinzione portatili</i>	151
<i>Impianto idrico antincendio</i>	151
<i>Collegamento mezzi vigili del fuoco</i>	152
<i>Impianto rivelazione automatica e allarme acustico</i>	152
8.7 Resistenza al fuoco delle strutture.....	152
8.8 Prescrizioni per la gestione.....	153
<i>Gestione della sicurezza</i>	153
<i>Piani di emergenza e istruzioni di sicurezza</i>	154
<i>Disposizioni in materia di conservazione del materiale esposto</i>	154
8.9 Progetto.....	155
9. Conclusioni	158
Bibliografia essenziale	160

1. Introduzione

Il presente lavoro di tesi consiste nel progetto di recupero di una villa storica, risalente alla metà del XVI secolo, situata in zona collinare nel comune di Ozzano dell'Emilia, che si presenta in un notevole stato di abbandono, ma in buone condizioni strutturali.



Figura 1: Inquadramento territoriale con evidenziato in rosso la posizione della Villa Negri-Bianchetti

Poco si sa sulla sua esatta data di realizzazione. Originariamente la villa aveva un aspetto assai diverso da quello odierno. Nel corso degli anni, ha subito varie modifiche e lavori di ristrutturazione, conseguenti ai vari passaggi di proprietà, fino a quando è stata acquistata dal Reale Collegio di Spagna, che ne è proprietario tuttora e che ne ha curato, assieme alla Soprintendenza e il Ministro dei Beni Culturali, l'ultimo lavoro di recupero nel 1994-95, reso necessario visto le critiche condizioni strutturali in cui giaceva l'intero edificio.

In seguito all'analisi evolutiva, resa possibile da una ricerca storica, è stato effettuato un rilievo geometrico della villa e dei propri elementi costruttivi e strutturali, procedendo poi con la stesura di un progetto di recupero architettonico e prestazionale, che seguendo le linee guida date dalla Committenza, rendesse possibile il riutilizzo dell'edificio abbandonato ormai da anni.

Assieme al progetto architettonico, sono stati sviluppati anche un'altra serie di progetti fondamentali al pieno recupero del fabbricato:

- il progetto impiantistico, riguardante il sistema di riscaldamento invernale, raffrescamento estivo e la ventilazione forzata degli ambienti;
- il progetto della prevenzione incendi, anche questo fondamentale, in quanto all'interno della villa, la Committenza, prevede la presenza costante di un esiguo numero di persone;
- il progetto strutturale, riguardante l'individuazione delle vulnerabilità sismiche che potrebbero portare, in caso di sisma, all'attivazione dei cinematismi di collasso, attraverso la valutazione della sicurezza sismica della Villa Negri-Bianchetti. Per fare ciò, è stata effettuata un'analisi qualitativa attraverso modelli semplificati LV1 per il caso *"Palazzi, ville e altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi"*, che consente di ottenere una valutazione quantitativa del periodo di ritorno cui corrisponde il raggiungimento dello SLV, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano, nell'ambito di un comportamento globale del manufatto. I risultati della valutazione globale, sono stati affiancati ai risultati ottenuti tramite l'applicazione delle tabelle CINE, che analizzano invece i meccanismi locali e permettono quindi di eseguire verifiche locali, utili soprattutto nei casi in cui la costruzione non manifesti un chiaro comportamento d'insieme. All'interno del progetto strutturale, oltre alla valutazione delle vulnerabilità sismiche e delle strategie adottate per il miglioramento sismico dell'edificio, si è proceduto a studiare e verificare anche gli altri interventi strutturali, evidenziati nel progetto architettonico, resi necessari a rendere la villa usufruibile per le funzioni richieste dalla Committenza.



Figura 2: Vista dall'alto della Villa Negri-Bianchetti e del relativo podere



Figura 3: Vista del prospetto principale, rivolto verso Nord

2. Storia della Villa Negri-Bianchetti

2.1 Origine Villa Negri

Poco si sa sull'origine della Villa Negri-Bianchetti. Alcuni documenti rinvenuti durante una ricerca fra le carte della famiglia Bianchetti, conservate all'archivio di Stato di Bologna, permettono tuttavia di fissare qualche punto fermo sulla sua storia. Il corpo primitivo dell'edificio, di dimensioni più modeste dell'attuale, risale quasi certamente alla metà del XVI secolo, epoca in cui apparteneva alla famiglia Negri.

Infatti da un breve emesso, risalente al 13 Aprile 1573, risulta che il Papa Gregorio XIII aveva concesso ai fratelli Giovanni Battista e Pompeo Negri di erigere un oratorio nel comune di San Pietro di Ozzano *«per servitio e comodo dei lavoratori dei loro terreni, stante che la chiesa parrocchiale è lontana un miglio dal palazzo e la strada è molto difficile perché monta quasi tutta e malamente anco con la carrozza si va»*. Così è scritto testualmente nel documento, dove viene anche ricordato che la cappella era posta sotto l'invocazione di San Giovanni Battista.

La villa, aveva un aspetto assai differente da quello odierno; lo conferma un vecchio disegno Cinquecentesco, che consente una connotazione precisa del fabbricato e delle sue adiacenze. Si tratta di una preziosa immagine contenuta in un album *“Disegni di alcune prospettive di Palazzi Ville e Chiese del Bolognese fatti nel tempo del Sig. Cardinale Paleotti Arcivescovo di Bologna. 1578”*, conservato presso la collezione Gozzadini 171 dell'Archiginnasio e pubblicato nel 1967 da Mario Fanti nel libro *“Ville, castelli e chiese bolognesi: da un libro di disegni del Cinquecento”*.



Figura 4: Disegno Cinquecentesco della Villa Negri, ad opera di Egnazio Danti

L'autore di questa raccolta è stato indentificato da Giancarlo Roversi come il frate domenicano Egnazio Danti, valente matematico, astronomo e pittore, che fu anche professore dell'Università

di Bologna e che nel suo girovagare per il contado, alla ricerca di edifici significativi da ritrarre, non poté fare a meno di schizzare la villa dei Negri, nella cui decorazione, era intervenuto personalmente.

Il disegno, accompagnato dalla dicitura *«Schiva noia del signor Giambattista de Negri»*, risale al 1578. Come attesta il nome, si trattava di una residenza di campagna dove i proprietari soggiornavano durante la bella stagione per godere delle gioie agresti in compagnia di amici e passare giocondamente il tempo, per schivare la noia.

Come si può vedere, il palazzo si affacciava su un vasto prato rettangolare, in cui si incrociavano quattro cavedagne alberate: una disposizione che favoriva il controllo del territorio, con un indubbio valore scenografico.

La sua struttura appare abbastanza semplice, anche se dignitosa: una costruzione di forma cubica di due piani, il pian terreno e il piano nobile, con un bel portico di cinque archi in facciata e una guglia o campaniletto a vela nella sommità del tetto. Completano il complesso, un pozzo-cisterna, una fontana, un edificio colonico con torre colombaia ed un oratorio a pianta rettangolare, dedicato a San Giovanni Battista.

2.2 Passaggio ai Bianchetti

Dai Negri la villa passò ai Bianchetti, che la occuparono per oltre due secoli. Il loro insediamento è certamente posteriore al 1581, poiché la villa non figura nell'eredità che il Conte Cesare Bianchetti ha redatto in tale anno.

Un documento, del 1617, riferisce testualmente che l'edificio venne acquistato *«molti anni or sono con ogni pertinenza dalli signori Bianchetti, il signor Cardinale e fratelli, che l'hanno sempre goduto e ne godono tuttora»*. Oltre al palazzo, i Bianchetti, possedevano il vicino oratorio situato *«a un tiro d'archibugio in campagna aperta e con ogni decenza ornato»*.

L'acquisto dell'immobile, da parte della nobile famiglia bolognese, è quindi avvenuto, quasi certamente, negli ultimi anni del XVI secolo. Ne danno un'implicita conferma i biografi del conte Cesare Bianchetti Junior, figura assai nota nella prima metà del Seicento per la sua intensa carica spirituale e le sue opere all'onore degli altari, con titolo di venerabile. Questi, secondo quanto narrano gli agiografi, *«durante la sua prima giovinezza»* era solito ritirarsi a meditare e a compiere pratiche devozionali nella Villa di Ozzano. Se si considera che era nato nel 1585, se ne ricava che attorno all'anno 1600 il fabbricato apparteneva già, anche se da breve tempo, ai Bianchetti.

Lo stesso venerabile vi soggiornò in seguito a più riprese, insegnando il catechismo ai fanciulli e ai contadini dei dintorni. Durante la sua permanenza, nel teatrino annesso alla villa, oggi scomparso, vennero rappresentati oratori e commedie di soggetto prevalentemente sacro.

In tale periodo, l'edificio, doveva presentare, non sappiamo se in tutto o solo in parte, l'aspetto originario. Anche in mancanza di documenti iconografici, se ne può ricostruire a grandi linee il volto sulla scorta di alcuni inventari contenenti un'accurata descrizione degli arredi raccolti nelle varie stanze. Uno di essi, risalente al 26 Ottobre 1635 e relativo all'eredità del Senatore Marcantonio Bianchetti, ci informa che il palazzo era composto da due piani. Quello terreno, spartito da un *«andito grande»*, ossia la tipica loggia passante delle dimore di campagna del bolognese, era arredato con *«banche di fioppa colorate, carieghe, tavolini di noce»* nonché quadri raffiguranti le Quattro Stagioni e un orologio di ferro con campana. Dall'andito si accedeva a sette camere, quattro sul lato orientale e tre su quello occidentale, dove si trovava pure l'imbocco della scala. Il primo vano a destra era adibito a camera da letto; contigue erano altre due camere, una delle quali, si affacciava sull'orto. Sul lato di levante si aprivano un camerino, usato come ripostiglio, una stanza da letto, la camera del venerabile Bianchetti e un altro ambiente, in cui si trovava una *«cassa di noce all'antica»*, oltre alla cucina. Su quest'ultima era situata un'altra camera, detta della *«lumagha»*, forse dalla presenza di una piccola scala a chiocciola. Al primo piano si trovavano tre stanze a occidente e tre ad oriente, ove abitava la moglie del Bianchetti, Ermelinda Gambalunga; vi era inoltre una *«camera di mezzo sopra all'andito»* e altri due locali adiacenti usati come stanze da letto.

Pure da queste scarse informazioni, il fabbricato ci appare di decorosa intelaiatura, ma senza troppe pretese, analogamente a tante altre sobrie case padronali della campagna bolognese. Una situazione pressoché identica, traspare dall'inventario legale dell'eredità del venerabile Cesare,

dell'11 Febbraio 1656 e da un altro documento del 1708, ove si riscontra la stessa disposizione delle stanze.

2.3 Villa Negri-Bianchetti: lavori di ristrutturazione totale

Nella prima metà del Settecento, il fabbricato venne interessato da vari lavori di ristrutturazione e ampliamento, che ne mutarono l'originaria orditura. Lo si ricava da un *«sommario ristretto»* delle spese sostenute dalla contessa Teresa Bianchetti-Gambalunga, puntualmente registrate nei libri contabili dell'economista Gaetano Prati. Nel 1734 si spesero 1942 lire *«nel rifondere»* il palazzo di Ozzano; nel 1735 l'esborso per la villa e l'oratorio ammontò a 1773 lire; mentre nel 1741 la cifra spesa fu di 1884 lire.

L'aspetto assunto dell'edificio può essere desunto da una mappa della tenuta dei Bianchetti a San Pietro di Ozzano, delineata nel 1751 dai periti Gaetano Domenico Prati e Antonio Conti. Il disegno, non ritrovato, per quanto stilizzato, ritraeva il fabbricato su tre piani, compreso quello terreno, con una loggetta di tre arcate all'altezza del piano nobile. Il portico che si apriva sulla fronte, era scomparso e quasi certamente fu inglobato nella nuova fronte, che appariva sopraelevata di un piano rispetto a quella primitiva. Nelle adiacenze del palazzo si scorgevano due oratori, quello eretto dai Negri, in onore di San Giovanni Battista, e un altro, costruito dai Bianchetti, dedicato alla Madonna della Neve.

Nulla si sa invece riguardo alle opere d'arte conservate all'interno della villa; dovevano comunque trattarsi di opere non esaltanti, se un esperto come Marcello Oretti, nella sua scrupolosa ricognizione compiuta nelle ville del contado attorno al 1770, si limitò a segnalare unicamente *«un orologio per conoscere i venti che spirano, opera di fra' Ignazio Danti perugino»*, vale a dire un anemoscopio, realizzato dall'astronomo domenicano tra il 1575 e il 1583, durante la sua permanenza a Bologna, come docente dell'Università. L'anemoscopio, viene ricordato fino dal 1666, nella Bologna perlustrata di Antonio Masini, che l'assegnò al Danti, analogamente a un'altra opera simile, dovuta allo stesso frate, situata nel chiostro grande di San Domenico. L'anemoscopio di Villa Bianchetti, che l'Oretti trovò ancora esistente nella seconda metà del Settecento, venne invano ricercato, mezzo secolo fa, da Guido Zucchini che non poté far altro che darlo per disperso.

Tra la fine del XVIII secolo e la prima metà dell'Ottocento, come testimoniano i due stemmi posti sulla porta d'ingresso, gli stessi Bianchetti provvidero a dotare l'edificio di un nuovo prospetto monumentale, di sobrie, anche se un po' fredde, forme neoclassiche, che come si è accennato, fu letteralmente appiccicato a quella che era stata la disadorna fronte Seicentesca, conferendo così al palazzo una certa nobiltà di linee.



Figura 5: Fotografia del 1915, in cui si possono vedere le modifiche fatte alla Villa Negri da parte della famiglia Bianchetti

L'ignoto architetto, per tener conto dei preesistenti livelli abitativi, dovette adottare soluzioni abbastanza atipiche, come la creazione di un ordine di finestre di ridotte dimensioni, fra il piano terreno e quello nobile, che danno alla facciata un ritmo un po' sincopato.

2.4 Passaggio ai Barnabiti

Nel 1844, come confermano le notizie contenute nel secondo volume sulle chiese parrocchiali della diocesi di Bologna, il palazzo era pervenuto ai Barnabiti, che l'avevano adibito a residenza estiva per i convittori del collegio di San Luigi.

2.5 Passaggio al Reale Collegio di Spagna: restauro dei prospetti

Verso la fine dell'Ottocento, la villa, passò in proprietà al Reale Collegio di Spagna, che lo usò saltuariamente come luogo di villeggiatura per i propri studenti.

All'epoca del passaggio dai Barnabiti al Collegio di Spagna, la Villa Negri-Bianchetti si presentava come l'avevano lasciata i Bianchetti.

Percorrendo un suggestivo vialetto, affiancato da pini marittimi, si raggiungeva un ampio piano, sul quale si ergeva, imponente e maestoso, quello che era uno dei palazzi più belli del territorio ozzanese. Il palazzo, alto tre piani, si mostrava, già come altri palazzi dell'epoca, col fronte principale rivolto a Nord, verso la Via Emilia. Esso, era diviso in tre fasce da falsi architravi marcapiano e da falsi attici, che, individuando la posizione dei piani, terminano sui due corpi angolari, sporgenti rispetto alla semplice pianta rettangolare di 3-4m e ammortati da cornici bugnate, andando così a formare una specie di torre o rocca.

La parte mediana era caratterizzata verticalmente dall'ampio portale con lesene dorico-vignolesche, un bel fregio con triglifi e metope decorate con patere e stemmi della famiglia Bianchetti, concluso dal frontone semicircolare con al centro del timpano bugnato, un bucranio. Al di sopra del portale, che prende in facciata il piano terra e il piano ammezzato, era posto il balcone, che apre alla campagna e alla Via Emilia la loggia del piano nobile.

Le finestre, erano contornate da cornici e sormontate da timpani triangolari e semicircolare, mentre il parapetto del balcone e delle finestre delle torrette nel piano nobile, era sorretto da graziose colonnette di sostegno.



Figura 6-7: Fotografie del 2015, in cui è possibile vedere la ricchezza di dettagli presenti sul prospetto principale, quello rivolto a Nord verso la Via Emilia

Girando attorno al palazzo, risaltava subito agli occhi la differenza del trattamento dei prospetti; infatti, solo il prospetto Nord aveva quella abbondanza di dettagli decorativi, mentre negli altri lati, le finestre, prive di cornici, timpani e protette da grate, erano di varie dimensioni a seconda

del piano. Nel lato Ovest, ove sorgeva un pozzo di forma pentagonale, verso l'angolo posteriore, c'era una porticina che probabilmente conduceva alla cappella di famiglia, e perpendicolarmente ad essa, sul tetto, era posto un campanile a vela in ferro battuto.

Altra caratteristica e differenza nel Palazzo Bianchetti, si riscontra nel trattamento del cornicione del sottotetto: nel prospetto principale era ritmato da modiglioni; mentre negli altri prospetti, a distanza costante una dall'altra, erano presenti delle finestrelle innicchiate lungo l'intero perimetro esterno.

All'interno, la villa, aveva mantenuto, più o meno, la struttura e la divisione degli spazi originaria, a parte l'aggiunta di un piano intermedio tra il piano terra e il piano nobile. Lungo la loggia centrale si leggeva la ripartizione a lesene doriche, al piano terra, e ioniche, al piano primo, che scandivano la successione dei controsoffitti, formati da archi e volte autoportanti in gesso e cannucciato, interamente affrescate. Sempre lungo la loggia centrale, ad entrambi i piani, era possibile ammirare cinque tavole a muro con cornici allegorico-floreali per parete, entro le quali dovevano trovarsi tele raffiguranti alcuni tra i più illustri membri della casata Bianchetti. Anche le varie stanze della villa presentavano soffitti decorati, cornici a muro e affreschi; al piano nobile i soffitti erano voltati sempre con la stessa tecnica costruttiva utilizzata nelle logge centrali.

Così si doveva presentare la Villa Negri-Bianchetti, agli occhi delle persone, verso la fine dell'Ottocento. Sappiamo però che al momento del passaggio di proprietà, dai Barnabiti al Reale Collegio di Spagna, la villa, doveva trovarsi in un cattivo stato di conservazione, in quanto, il 10 Dicembre del 1892, l'Ing. Luigi Monti, era stato incaricato, da parte della Committenza, di eseguire un «preventivo di spesa per restaurare esternamente il Palazzo qui Bianchetti in Ozzano dell'Emilia» per un totale di 2400 lire. Come si può vedere da un disegno ad acquarello del prospetto principale, che accompagna il preventivo, e come si legge nelle voci di capitolato, questi lavori hanno riguardato soprattutto opere di manutenzione ordinaria, quindi senza stravolgere né i prospetti originari, né la struttura interna.

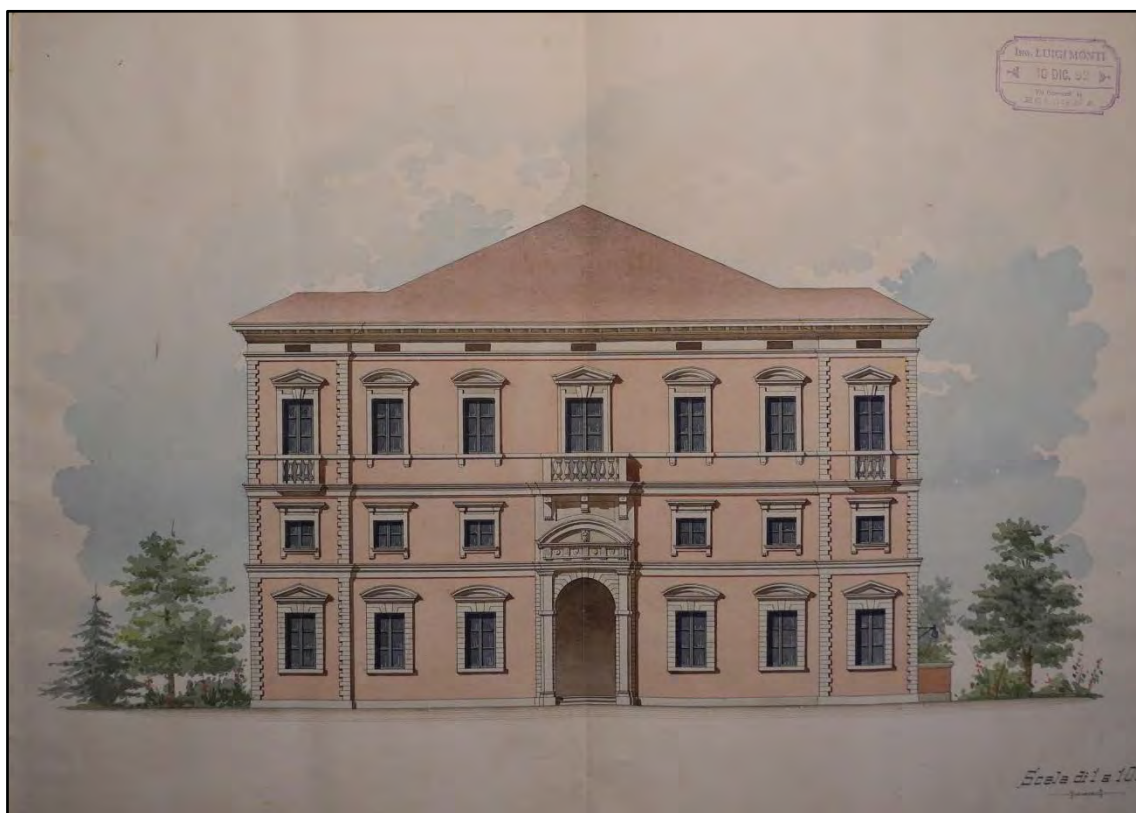


Figura 8: Disegno ad acquarello, datato 10 Dicembre 1892, che accompagnava il preventivo di spese per il restauro degli esterni della Villa Negri-Bianchetti

Più precisamente i lavori hanno riguardato il rifacimento e la riparazione in cemento portland delle cornici e delle decorazioni del prospetto principale, il ripristino dell'intonaco e delle

tinteggiature degli altri prospetti, il restauro e la verniciatura del cornicione principale in legno, dei canali di gronda, degli scuri delle finestre, degli infissi e delle inferiate presenti al piano terra. Agli inizi del Novecento, il Collegio di Spagna, dovette affrontare altri lavori di manutenzione ordinaria, sempre riguardanti il restauro e il ripristino di alcuni elementi dei prospetti esterni, come si desume da un altro preventivo, datato 1901, ritrovato nell'archivio del Collegio di Spagna.

2.6 Lavori per ripristino strutturale

Nel 1957, la stabilità della villa era seriamente compromessa dalle fortissime lesioni, che da tempo, oltre 20 anni, si erano manifestate, e sempre più aggravate, soprattutto nei prospetti Nord, Est ed internamente in tutta l'ala sinistra, verso levante, del grande loggiato.

Altre lesioni, ma di minore importanza, e probabilmente conseguenti alle principali, appena accennate, si vedevano anche nelle facciate a Sud e a Ovest e negli altri locali interni. Lesionati e staccati, specie nell'ala sinistra, erano anche le impalcature, i pavimenti, i soffitti e le plafonature; mentre il coperto, aveva alcuni elementi sconnessi ma, non ancora preoccupanti, salvo alcune deterioranti infiltrazioni. Così si legge in un promemoria, datato 26 Settembre 1957, indirizzato al Rettore del Collegio di Spagna in Bologna, sulle condizioni di stabilità del Palazzo in Ozzano e sugli eventuali lavori da eseguire.

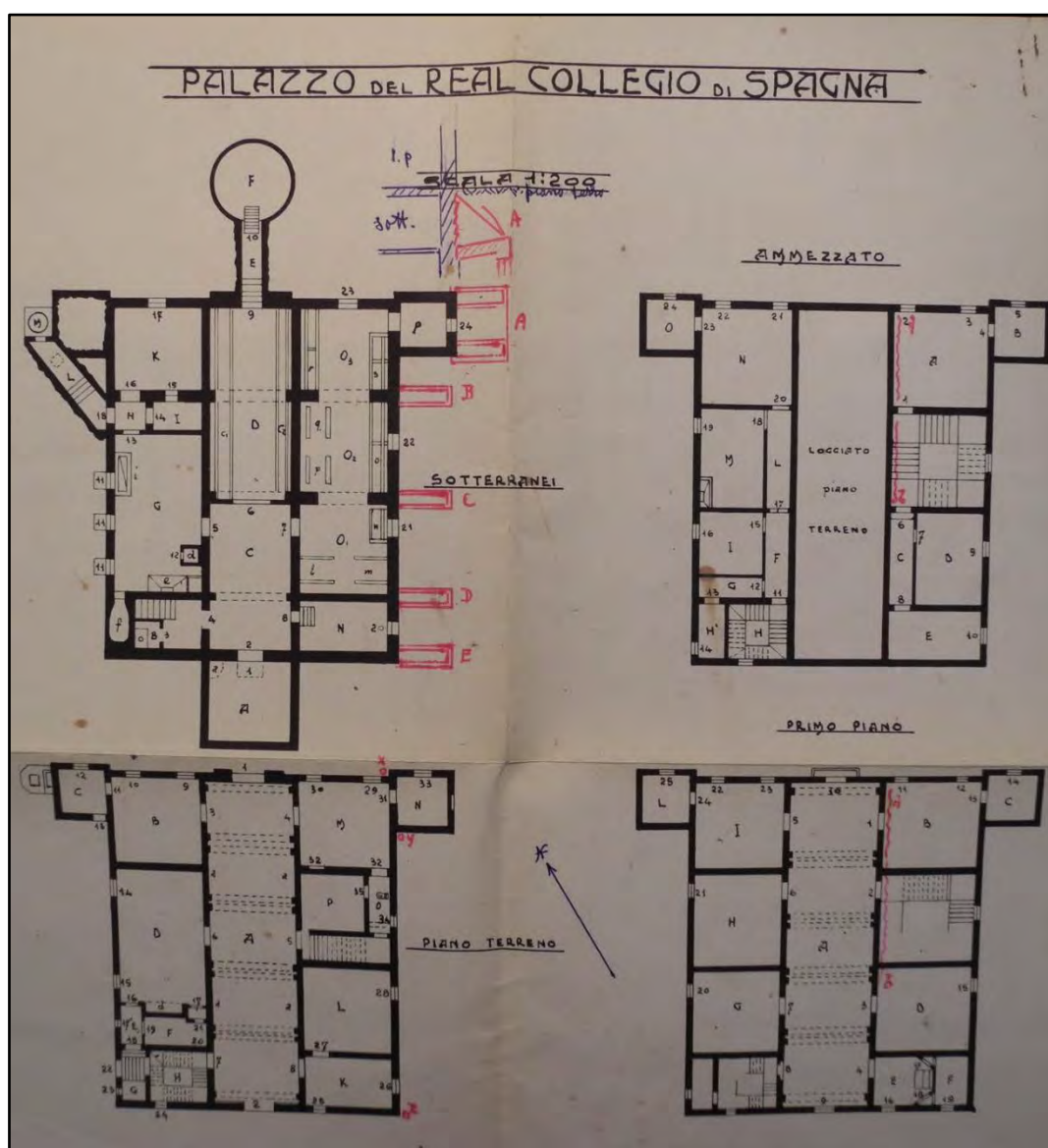


Figura 9: Pianta della Villa Negri-Bianchetti, in cui sono evidenziate in rosso le lesioni interne e in cui è schematizzata la soluzione proposta per risolvere il problema del ribaltamento del muro esterno ad Est

La causa scatenante di tali lesioni, era stata individuata in un abbassamento delle fondazioni del muro ad Est, probabilmente dovuto sia da un cedimento del terreno, sia da infiltrazioni e dal ristagno dell'acqua piovana, portata dai canali di gronda, i quali sfociavano all'aperto su uno *«stilicidio sconnesso o vetusto»*.

Sempre nel resoconto si legge, che già al tempo, pensavano che fosse inutile provvedere al restauro delle lesioni interne e al rifacimento di impalcati e soffitti, se prima non si riusciva a fermare il movimento principale del muro esterno ad Est, poiché, le lesioni sarebbero ritornate e quindi i lavori di restauro sarebbero stati completamente inutili.

Come rimedio per tentare di fermare il ribaltamento del muro esterno ad Est, si pensò di attuare una serie di strategie che prevedevano:

- la costruzione, al livello del solaio del piano interrato, così da non deturpare l'estetica della villa, di sei speroni, posti in corrispondenza dei muri interni trasversali principali;
- la costruzione di uno *«stilicidio»* impermeabile, su soletta armata, in cui incanalare le acque piovane provenienti dai canali di gronda, portandole così lontano dai muri.

Innanzitutto, per vedere se la soluzione fosse adeguata a risolvere il problema, pensarono di realizzare i primi due speroni, posti in corrispondenza dei muri della torretta, e in caso di risultati positivi, di passare alla costruzione degli altri quattro.

Nel resoconto viene citata anche la spesa prevista per i lavori: per la costruzione dei primi due speroni, si era prevista una spesa di 400000 lire; per gli altri quattro speroni, era stata stimata una spesa di 600000 lire; infine per le opere di risanamento delle lesioni interne, eventualmente da eseguirsi solo dopo la certezza di aver eliminato le cause delle lesioni descritte, si era individuata una spesa di 4-5 milioni di lire.

Non c'è un'assoluta certezza che tali lavori siano stati realmente eseguiti in questa maniera visto che, negli archivi del Collegio di Spagna, è contenuto soltanto il resoconto sopracitato ed alcuni disegni, fatti a mano sulle piante, in cui si vedono la posizione delle lesioni e la posizione e la forma degli speroni da realizzare. Si può però pensare che siano stati eseguiti comunque una serie di lavori per risolvere il problema del ribaltamento, visto che la villa, allo stato attuale, non presenta tali lesioni.

2.7 Lavori per recupero totale della Villa

Attorno agli anni Novanta, la Soprintendenza per i beni architettonici ed ambientali dell'Emilia Romagna, ha provveduto ad un intervento di urgenza per scongiurare un ulteriore aggravamento delle condizioni statiche del fabbricato, in attesa di un adeguato restauro; restauro che si voleva eseguire, in quanto il Collegio di Spagna desiderava dare alla villa una destinazione culturale.

Come abbiamo già detto in precedenza, l'edificio, finché fu in un buono stato di conservazione, venne utilizzato dal Collegio di Spagna come luogo di villeggiatura per i propri studenti, ma a causa degli ingenti danni e crolli subiti al suo interno, la villa fu progressivamente abbandonata.



Figura 10: Foto di come si presentava la Villa negli anni novanta

Arrivando alla villa dal vialetto, lo spettacolo che appariva agli occhi del visitatore, era quello di un palazzo fatiscente. Di quello che un tempo era uno dei palazzi più belli del territorio ozzanese, rimanevano solamente i muri esterni, anch'essi lesionati gravemente e pericolanti. Il tetto era quasi interamente crollato, così come i vari solai interni. Ai lati delle due porte finestre, nel prospetto Nord e Sud, grazie alle lesioni dei muri, sono state ritrovate quattro colonnine, due per prospetto, in «*macigno*», molto probabilmente facenti parte della loggia al piano nobile, voluta dalla famiglia Bianchetti, al tempo della prima ristrutturazione del palazzo, nel XVIII secolo.



Figura 11-12-13-14-15-16-17: Foto di come si presentava la Villa negli anni novanta

All'interno, massimamente deturpato, nella loggia centrale era ancora possibile leggere la ripartizione a lesene doriche del piano terra, e ioniche del piano primo, le cornici allegorico-floreali che decoravano le pareti e, sotto alle rovine delle volte settecentesche, balzavano agli occhi splendidi affreschi cinque-seicenteschi che all'epoca decoravano l'intero palazzo. In una sala laterale potevano ammirarsi, ancora abbastanza intatti, oltre ai soffitti decorati, un grande camino sopra il quale spiccava una cornice a muro, priva di tela, con tutto intorno altri affreschi

della stessa epoca di quelli della loggia, completamente rovinati, e due grandi stemmi della casata Bianchetti.

Anche se notevolmente deturpate, tutte queste decorazioni presenti nel palazzo, davano una precisa idea dell'importanza storica e artistica che aveva avuto il palazzo nel passato, ponendo così ancora più importanza al suo completo recupero.

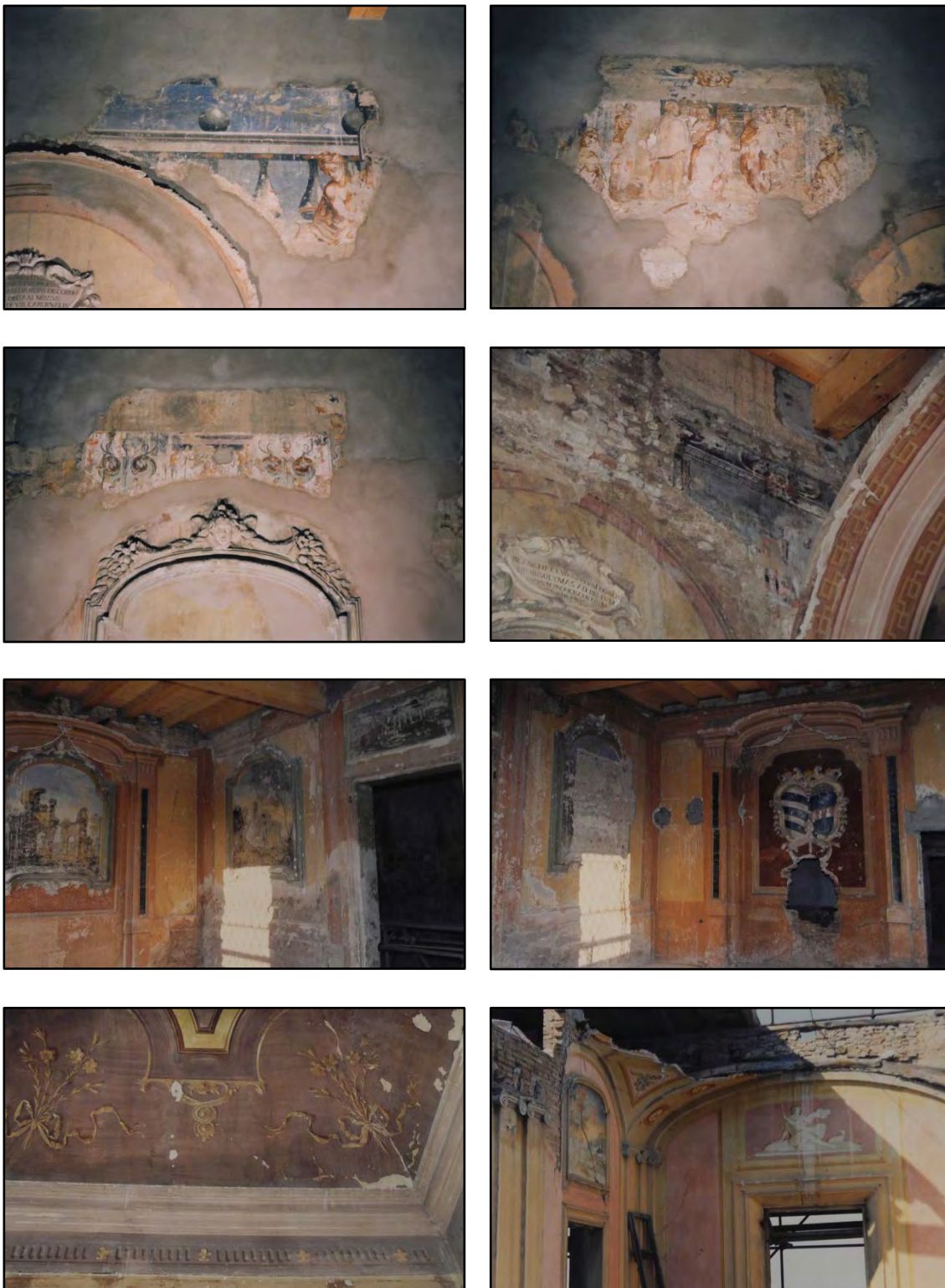


Figura 18-19-20-21-22-23-24-25: Foto di come si presentava la Villa negli anni novanta

Il Collegio di Spagna, dopo varie vicissitudini burocratiche ed economiche con la Soprintendenza e il Ministero dei Beni Culturali, affidò, tra il 1994-95, l'intero progetto di recupero allo Studio di

Architettura e Urbanistica dell'Architetto Gabriele Zamboni di Bologna, che ne coordinò tutti i lavori.

Il materiale prodotto dall'Architetto Zamboni è interamente conservato negli archivi del Collegio di Spagna, che è stato messo a nostra completa disposizione, dandoci così la possibilità di capire in modo accurato le tecniche e i materiali che sono stati usati nel recupero strutturale della villa, senza quindi dover fare delle prove durante il nostro rilievo.

Come abbiamo detto, i lavori del 1994-95 hanno riguardato solamente il recupero strutturale della villa, lavori necessari ad evitare un ulteriore aggravamento, e quindi la demolizione del palazzo.

Prima di iniziare i lavori, l'Architetto ha eseguito un rilievo completo, in ogni sua minima parte, della geometria della villa, comprese le lesioni murarie e lo stato dei solaio e del tetto. In questa fase di rilievo, sono poi anche stati eseguiti dei saggi sulla profondità delle fondazioni, sulla portanza e stratigrafia del terreno sottostante l'edificio e sulla portanza del solaio tra il piano interrato e il piano terra, uno dei pochi solai, interni alla villa, che non aveva subito danni e crolli.

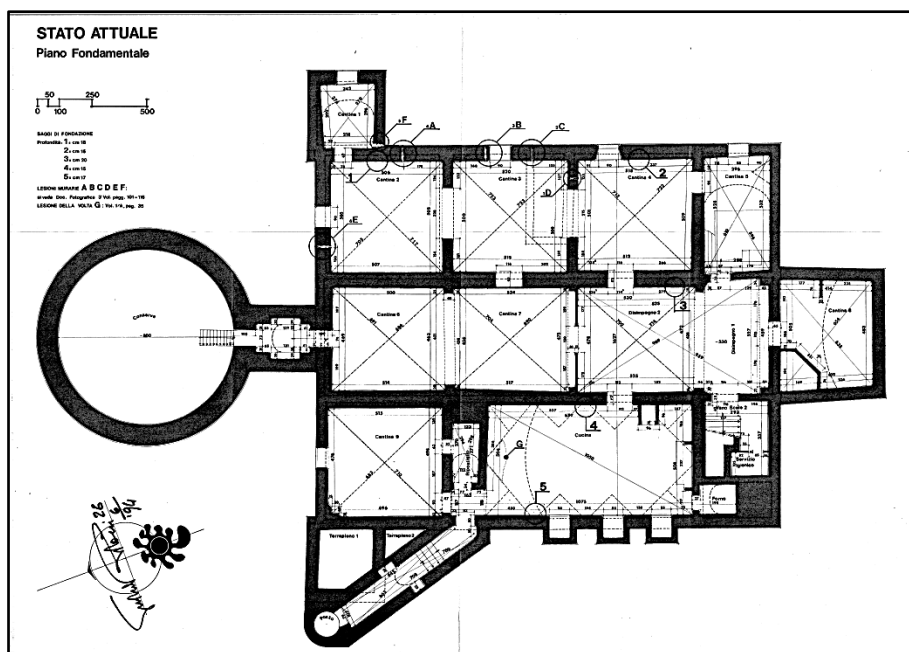


Figura 26: Pianta del rilievo del piano interrato

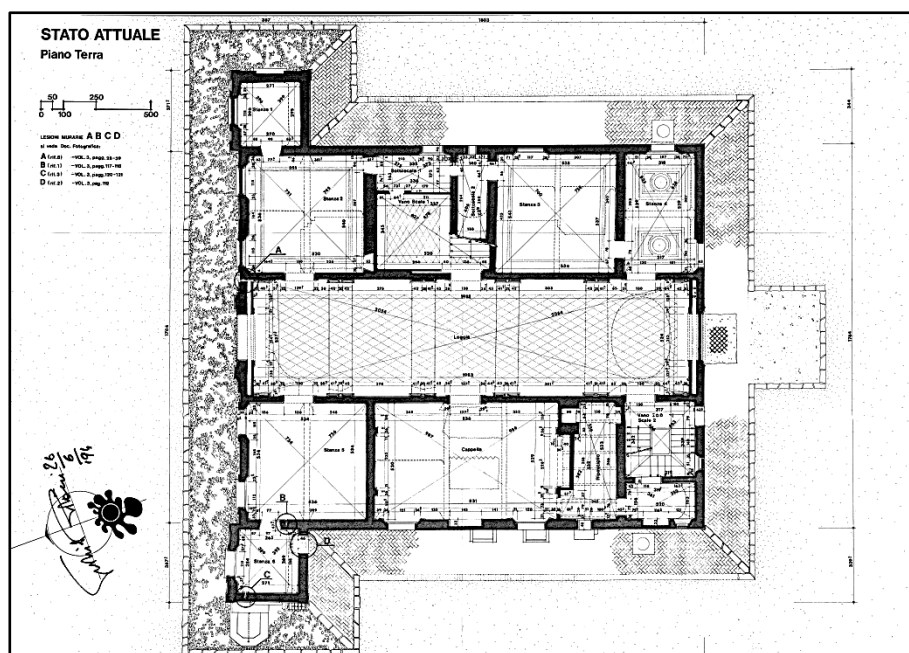


Figura 27: Pianta del rilievo del piano terra

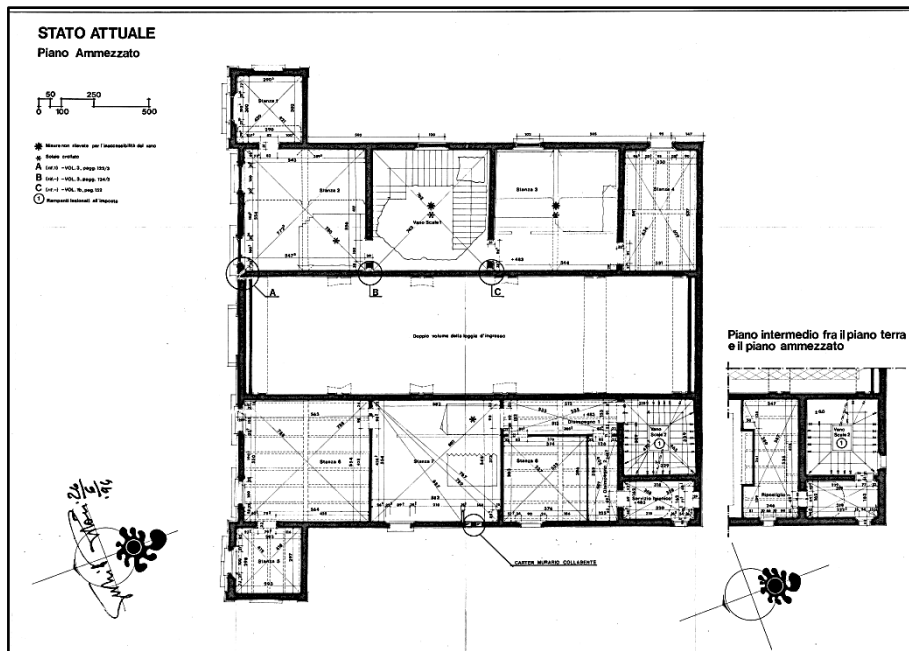


Figura 28: Pianta del rilievo del piano ammezzato

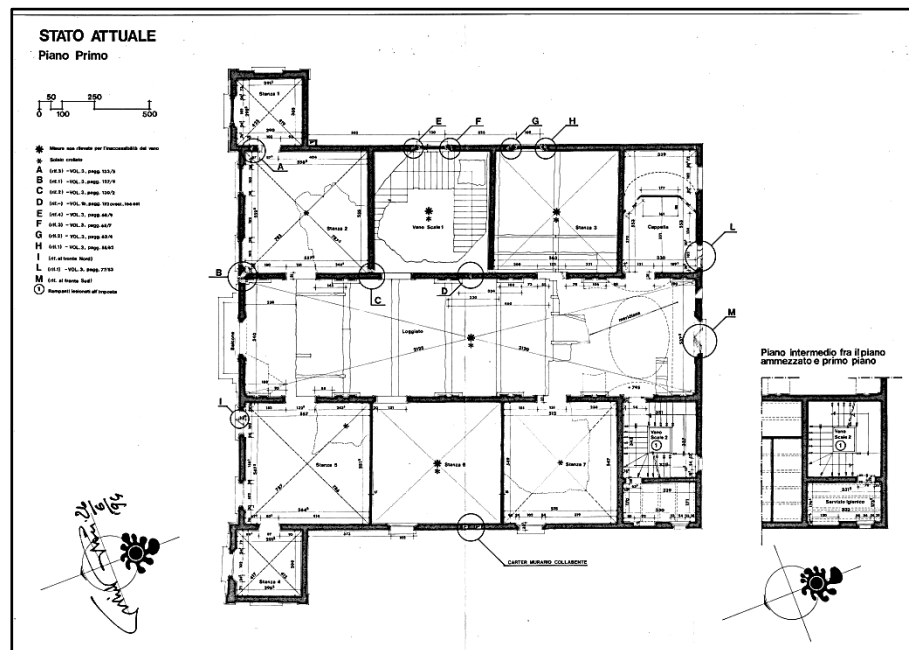


Figura 29: Pianta del rilievo del piano primo

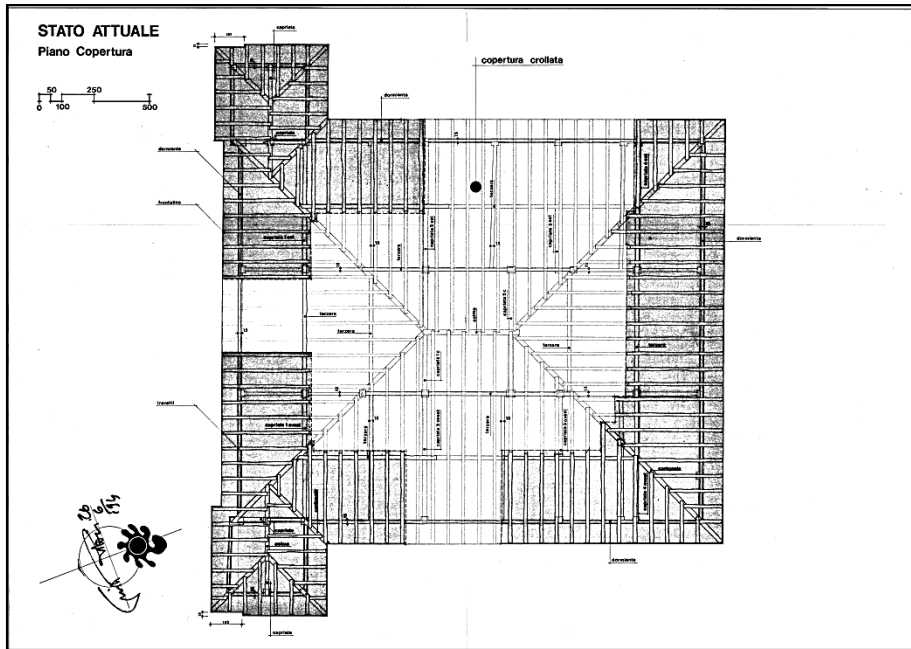


Figura 30: Pianta del rilievo del piano di copertura

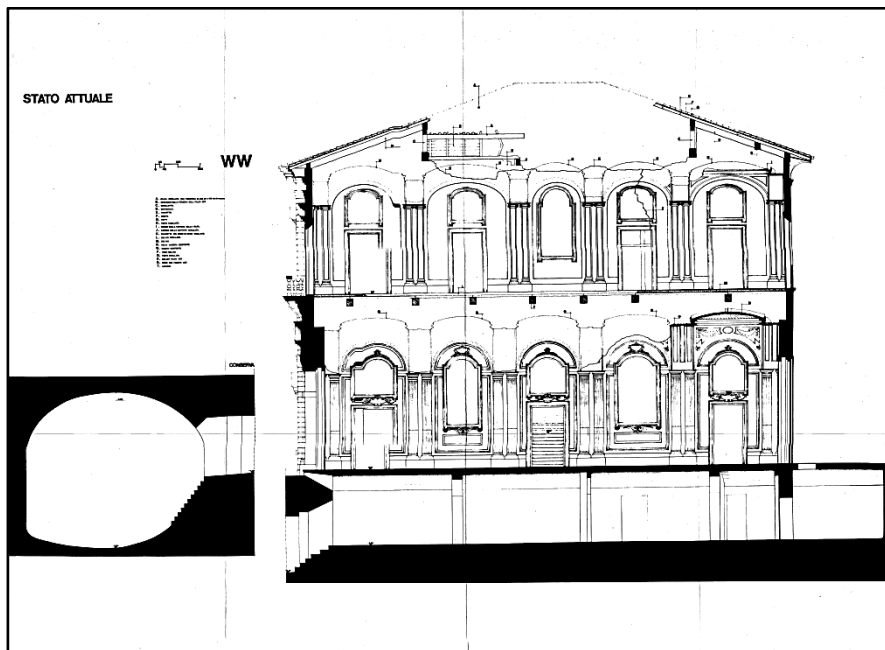


Figura 31: Rilievo sezione longitudinale

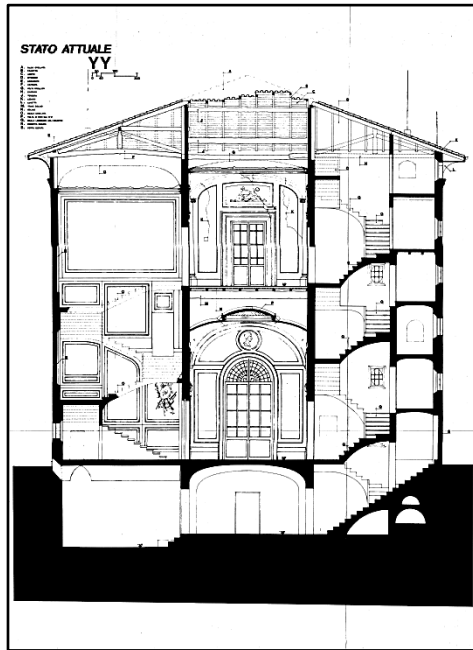


Figura 32: Rilievo sezione trasversale

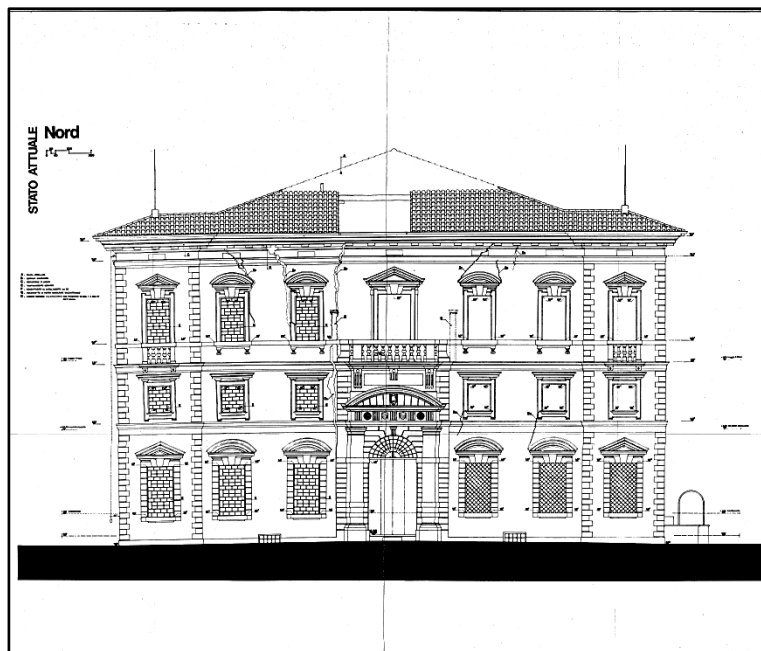


Figura 33: Rilievo prospetto Nord

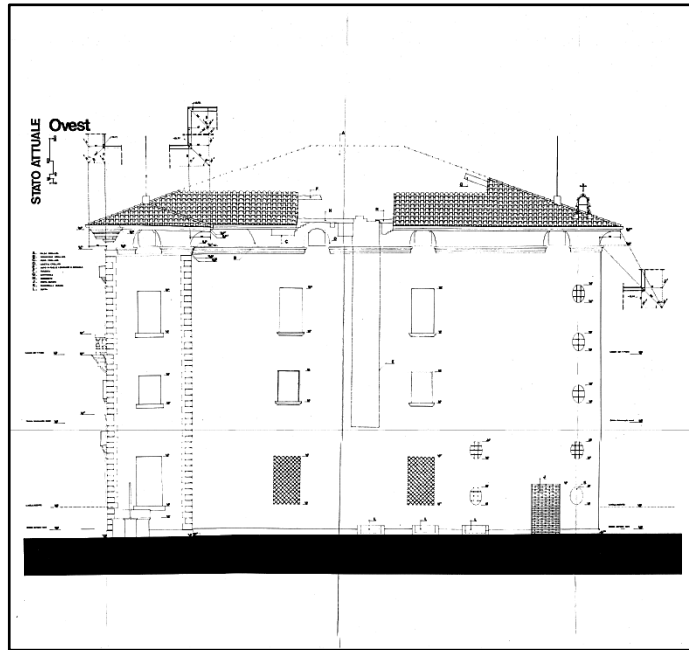


Figura 34: Rilievo prospetto Ovest

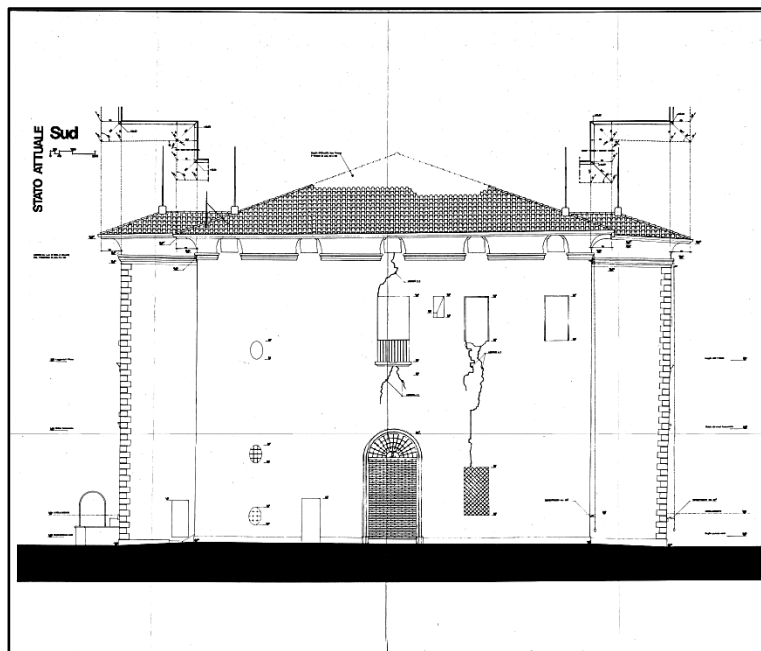


Figura 35: Rilievo prospetto Sud

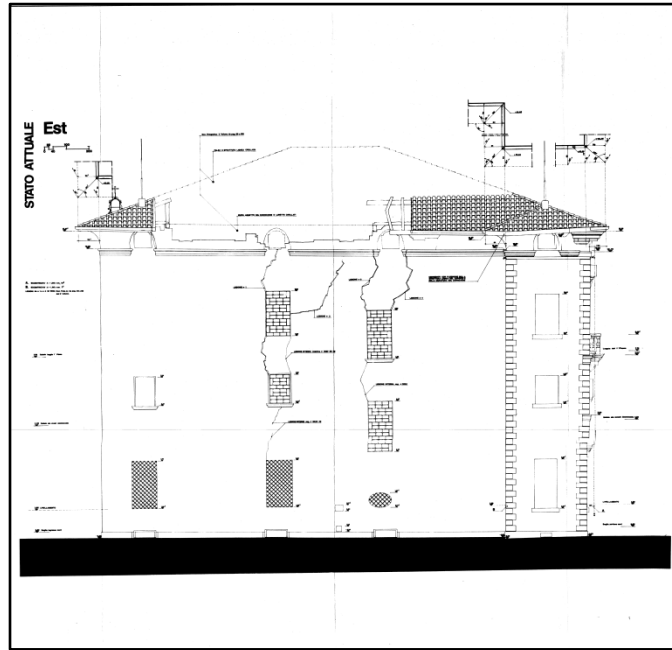


Figura 36: Rilievo prospetto Est

Dopo questa prima fase di rilievo e analisi dell'edificio, aveva poi prodotto gli elaborati con le linee progettuali da seguire nel recupero strutturale della villa.

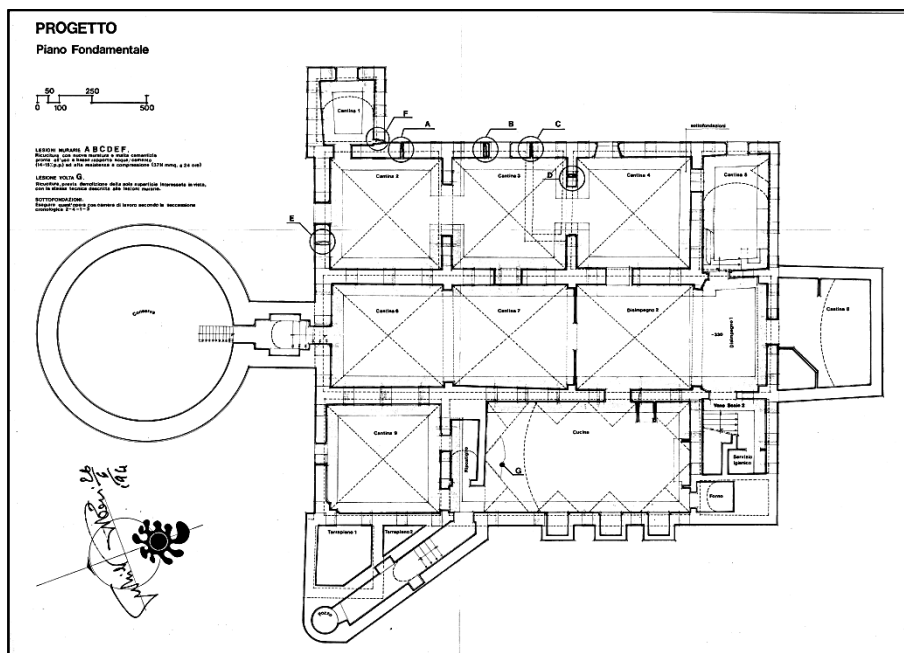


Figura 37: Pianta del progetto del piano interrato

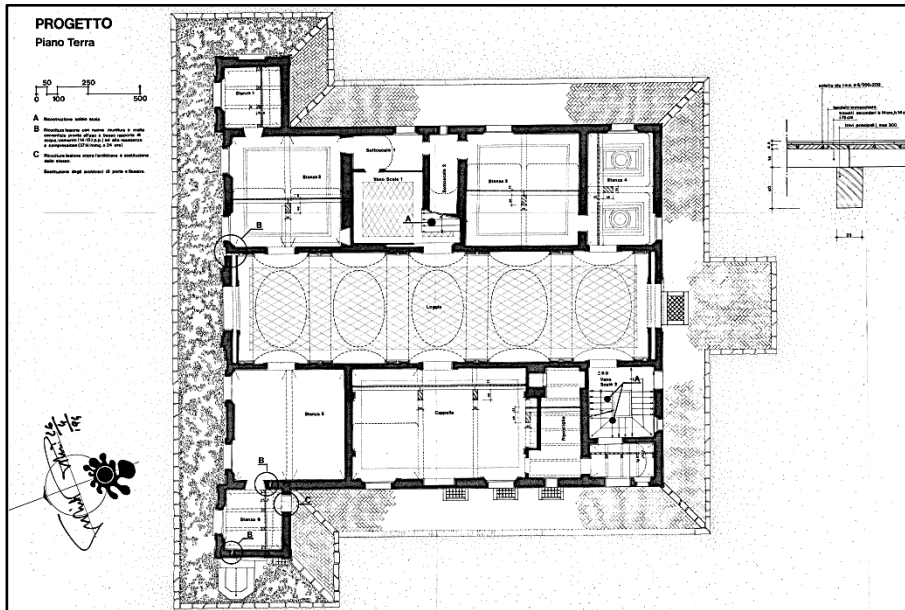


Figura 38: Pianta del progetto del piano terra

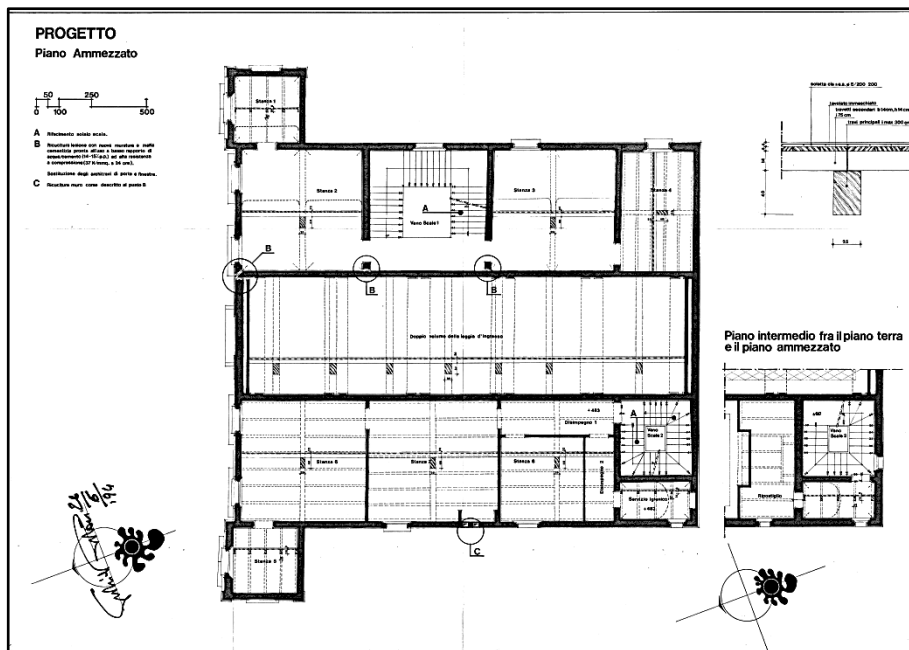


Figura 39: Pianta del progetto del piano ammezzato

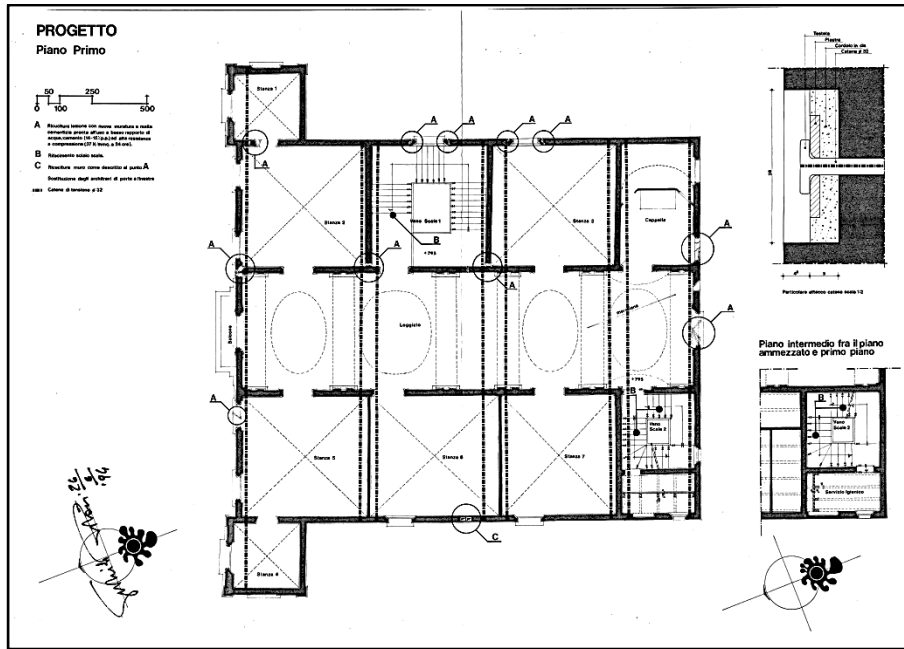


Figura 40: Pianta del progetto del piano primo

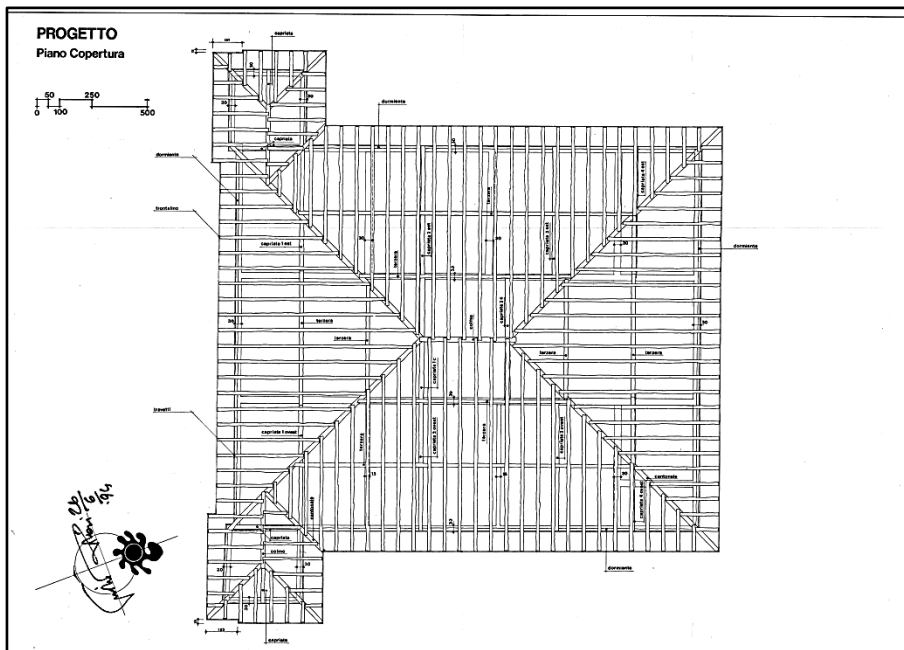


Figura 41: Pianta del progetto del piano di copertura

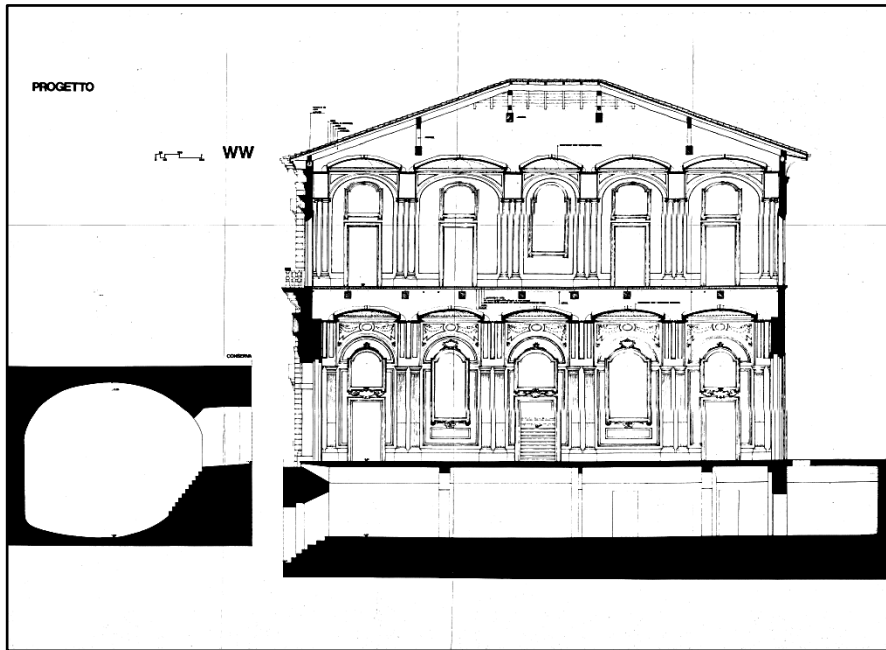


Figura 42: Progetto sezione longitudinale

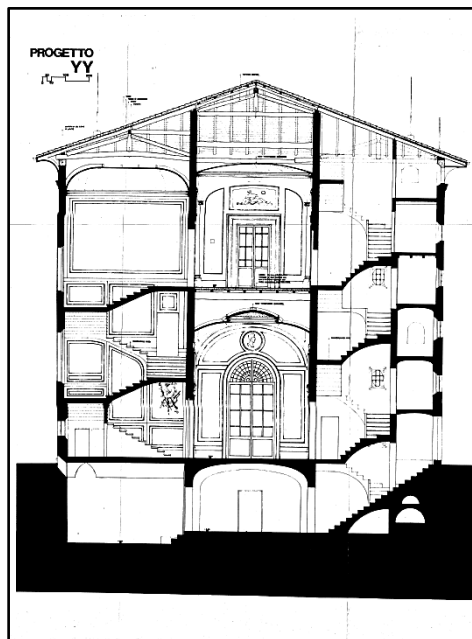


Figura 43: Progetto sezione trasversale

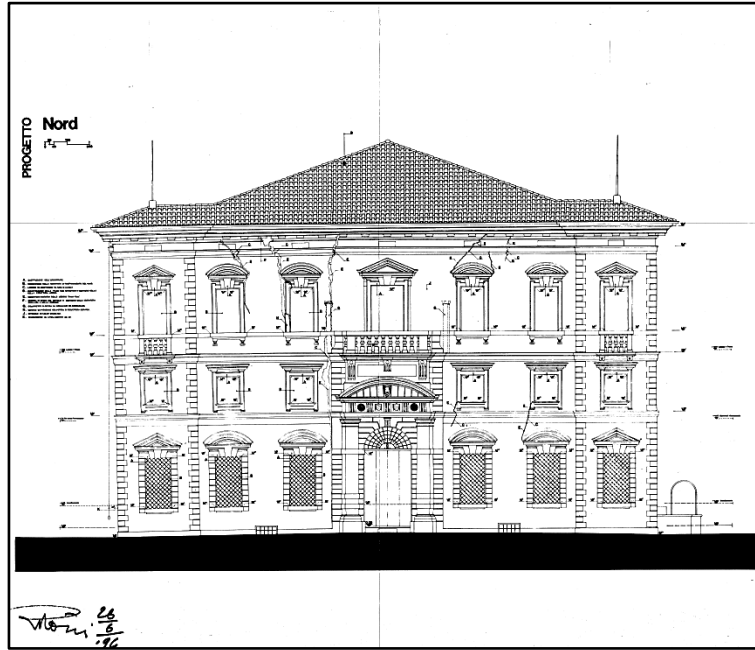


Figura 44: Progetto prospetto Nord

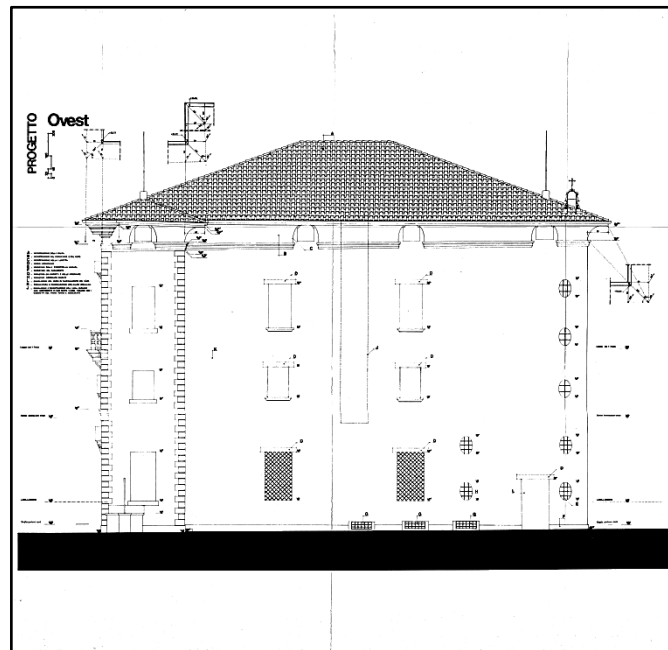


Figura 45: Progetto prospetto Ovest

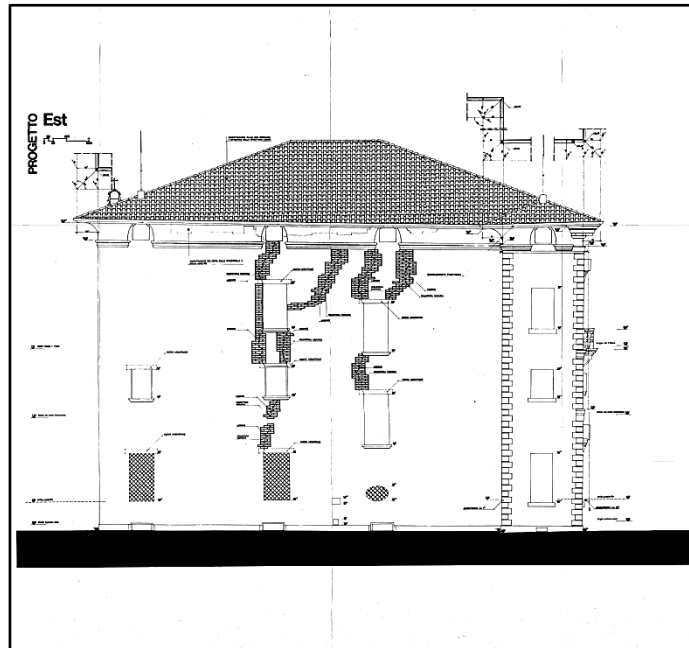


Figura 46: Progetto prospetto Sud

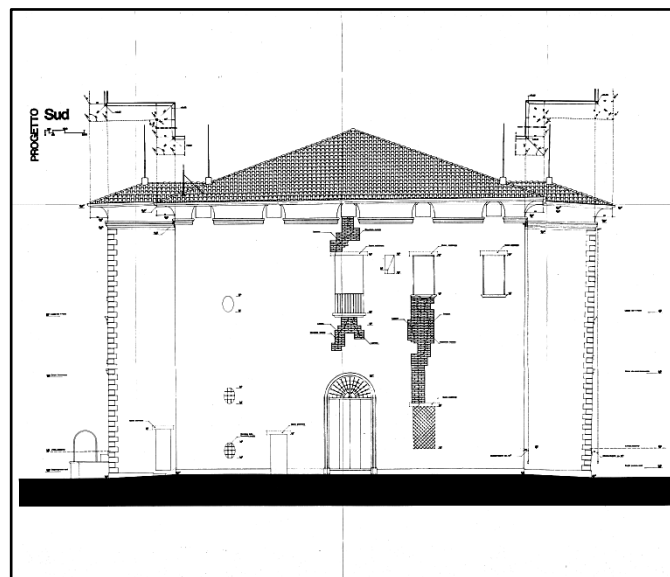


Figura 47: Progetto prospetto Est

Il piano interrato presentava alcune lesioni murarie soprattutto nell'ala ad Est, ala già citata in precedenza e già soggetta a dei lavori di recupero strutturale nel 1957, ed alcune lesioni nelle volte. In questo caso si è scelto di intervenire con la ricucitura con nuova muratura e malta cementizia pronta all'uso a basso rapporto acqua-cemento (14-15% p.p.) ad alta resistenza a compressione (37N/mm^2 a 24 ore), per quanto riguarda le lesioni murarie; mentre per le lesioni delle volte, si è proceduto con la stessa tecnica di ricucitura delle lesioni murarie, previa demolizione della sola superficie interessata in vista. Infine, a questo piano, si è poi proceduto, per aumentare la stabilità dell'edificio, ad una nuova sottofondazione interna, in quanto esternamente il livello era posto a circa 3m dalla superficie e quindi si è deciso di non scavare attorno all'edificio, rischiando poi di comprometterne ancora di più la stabilità. Si è proceduto quindi ad una sottofondazione interna a scarpa con travi collegate ai muri portanti tramite rostri, nel caso di muri laterali, o putrelle HEB200, nel caso di muri intermedi, così da collegare, tra loro,

le travi poste sui due lati del muro; centralmente ai vari vani, è stata fatta una soletta collaborante per collegare il tutto.



Figura 48-49-50: Foto dei lavori degli interventi di "cuci e scuci" nei paramenti murari lesionati e sostituzione dell'architrave sopra le aperture ove necessario

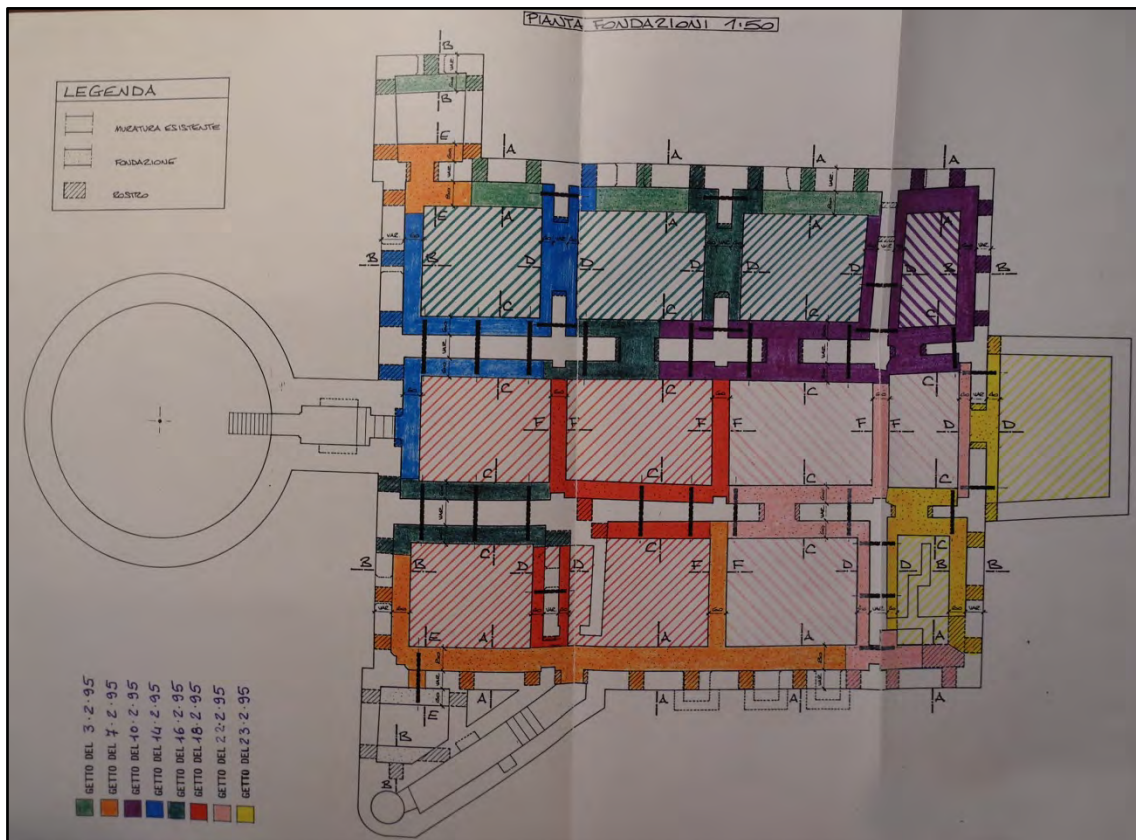


Figura 51: Progetto nuova fondazione piano interrato



Figura 52-53-54-55-56-57: Foto dei lavori dell'installazione della nuova sottofondazione interna

Come dicevo in precedenza, il solaio posto tra il piano interrato e il piano terra, è stato l'unico solaio che non ha subito dei danni ingenti, quindi si è proceduti col verificarne la portanza attraverso una prova sperimentale di carico, eseguita sulla volta del loggiato d'ingresso, che ha dato esito negativo. L'intervento ottimale, per aumentare la sezione resistente, sarebbe l'esecuzione di una controvolta estradossale collegata a quella esistente, ma per ovviare a tale intervento, si è cercato di ridurre la spinta sulla superficie della stessa volta, con la rimozione delle masse non strutturali e riequilibrando la curva delle pressioni interne mediante l'inserimento di frenelli in CIs, di spessore 15-20cm, posti ad interasse di 120cm, ancorati alle strutture murarie verticali e alla superficie della volta, così da impedirne il naturale scorrimento, e disposti ortogonalmente alle generatrici.

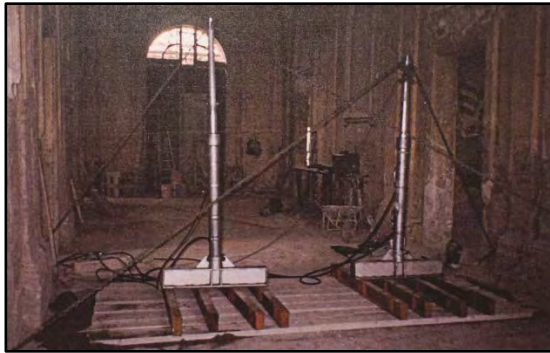


Figura 58-59: Foto delle prove di carico del solaio voltato posto tra il piano interrato e il piano terra

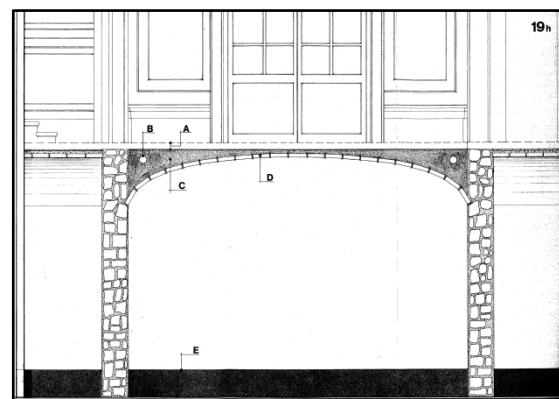
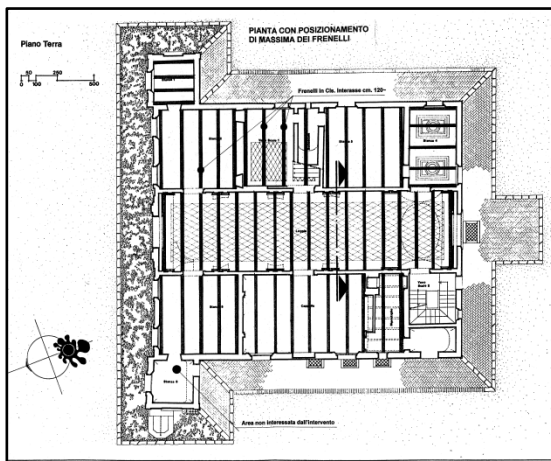


Figura 60-61: Pianta e sezione del posizionamento dei frenelli in Cls

Al piano terra, durante i rilievi sono state riscontrate varie lesioni murarie, una nel nodo tra la loggia centrale e l'ala posta ad Est e altre attorno alla torretta ad Ovest. Anche queste sono state risolte con lo stesso metodo usato per le altre lesioni murarie presenti al piano interrato. Altri lavori hanno riguardato la sostituzione di quasi tutti gli architravi delle porte e finestre. A questo piano, i lavori principali, sono stati eseguiti su entrambe le scale e sui solai. Quella più piccola, situata nell'angolo a Sud-Ovest, che collega tutti i piani compreso l'interrato, ha subito solo dei lavori di ripristino delle alzate; mentre la scala principale, posizionata a metà dell'ala ad Est, che collega solo i piani fuori terra, è stata completamente rifatta in C.C.A, visto che era completamente crollata. Per quanto riguarda i solai, anch'essi quasi interamente crollati, si è deciso di ripristinarli come erano in origine, quindi si è optato per dei solai con struttura portante in legno composta da travi principali, travetti secondari, tavolato immaschiato e soletta collaborante in C.C.A. e nella loggia centrale si è pensato di ripristinare anche il controsoffitto Settecentesco in archi e volte.

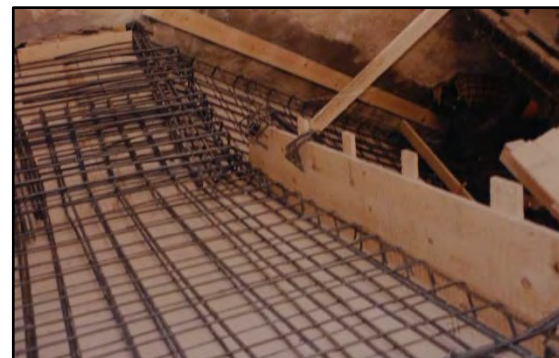


Figura 62-63: Foto dei lavori di rifacimento della scala principale ad Est



Figura 64-65-66-67: Foto dei lavori di rifacimento della scala principale ad Est



Figura 68-69-70: Foto dei lavori degli interventi di "cuci e scuci" nei paramenti murari lesionati e sostituzione dell'architrave sopra le aperture ove necessario

Salendo di un livello, si raggiunge il piano ammezzato che presentava, oltre ai problemi legati alle scale e ai solai crollati, anche delle lesioni murarie, poste nei nodi tra il muro della loggia centrale e l'ala ad Est e i muri principali ad esso ortogonali. Anche in questo caso si è proceduto con la stessa tecnica di ripristino usata per le altre lesioni murarie e oltre a questo si è proceduto anche alla sostituzione degli architravi di tutte le porte e finestre e al rifacimento dei solai crollati, sempre con struttura portante con doppia orditura in legno.



Figura 71-72-73-74-75-76-77-78: Foto dei lavori di rifacimento dei solai in legno a doppia orditura

Infine, il primo piano era interessato anch'esso da una serie di lesioni murarie, soprattutto posizionate nell'ala ad Est e nei nodi tra essa e la loggia centrale, ma il problema strutturale principale relativo a questo livello era la mancanza quasi completa del tetto che era crollato. Anch'esso si è scelto di ripristinarlo ricreando la vecchia struttura portante in legno, composta da capriate lignee, terzere, diagonali, travetti secondari, doppio tavolato immaschiato con intercapedine tra i due strati per favorire la ventilazione e, per aumentare la stabilità dell'edificio, si era pensato di inserire delle catene che correavano ortogonalmente alle tre fasce e un cordolo in C.C.A. che cerchiava il tutto. Anche a questo piano si è scelto di ripristinare la controsoffittatura Settecentesca in archi e volte.



Figura 79-80-81:-82-83-84-85-86: Foto dei lavori di rifacimento del tetto

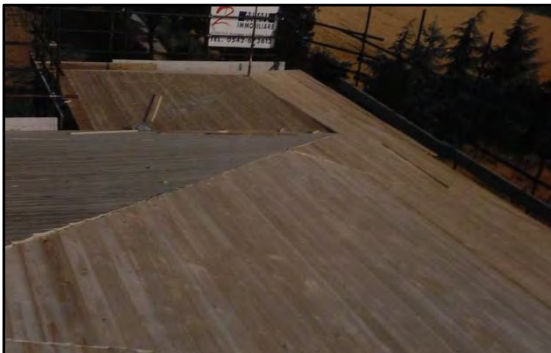


Figura 87-88-89-90-91-92: Foto dei lavori di rifacimento dei solai in legno a doppia orditura

Anche nei prospetti si è intervenuti, ripristinando le lesioni murarie presenti, sempre con la tecnica del “cuci e scuci”, sistemando le decorazioni rovinate, soprattutto nel prospetto Nord, e intervenendo sull’intonaco negli altri prospetti.



Figura 93-94: Foto dei lavori di ripristino delle decorazioni rovinate nei prospetti



Figura 95-96-97: Foto dei lavori di ripristino delle decorazioni rovinate nei prospetti

Messa in sicurezza la stabilità delle villa, si era poi deciso di passare al recupero delle decorazioni interne, degli affreschi e degli stucchi, ma anche se era già stato fatto uno studio completo degli interventi, forse per mancanza di budget, questi lavori, assieme ad altri lavori di finiture interne, impiantistiche e della sistemazione degli esterni, non sono mai stati eseguiti, lasciando l'interno della villa al "grezzo".

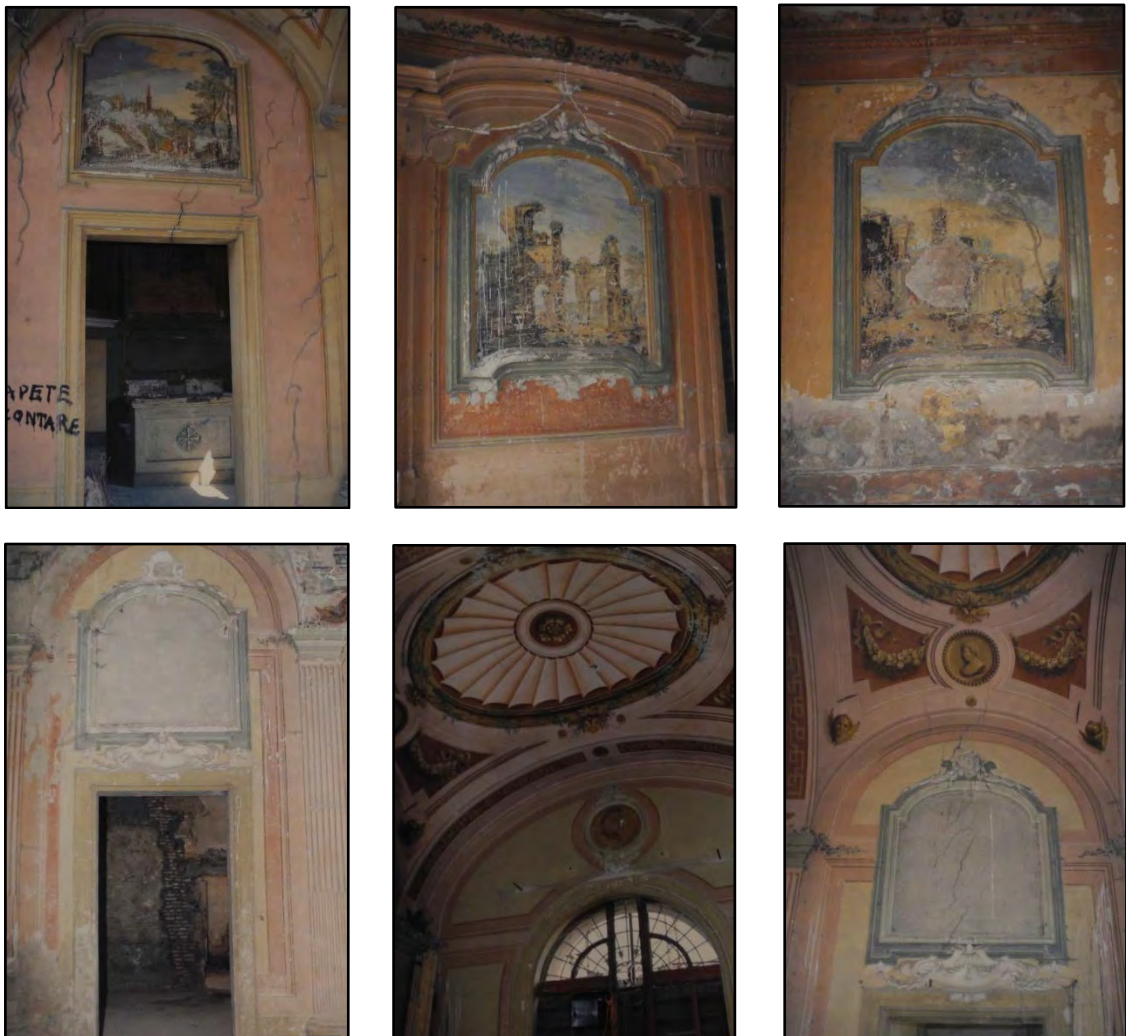


Figura 98-99-100-101-102-103: Foto delle pitture e degli affreschi interni da restaurare

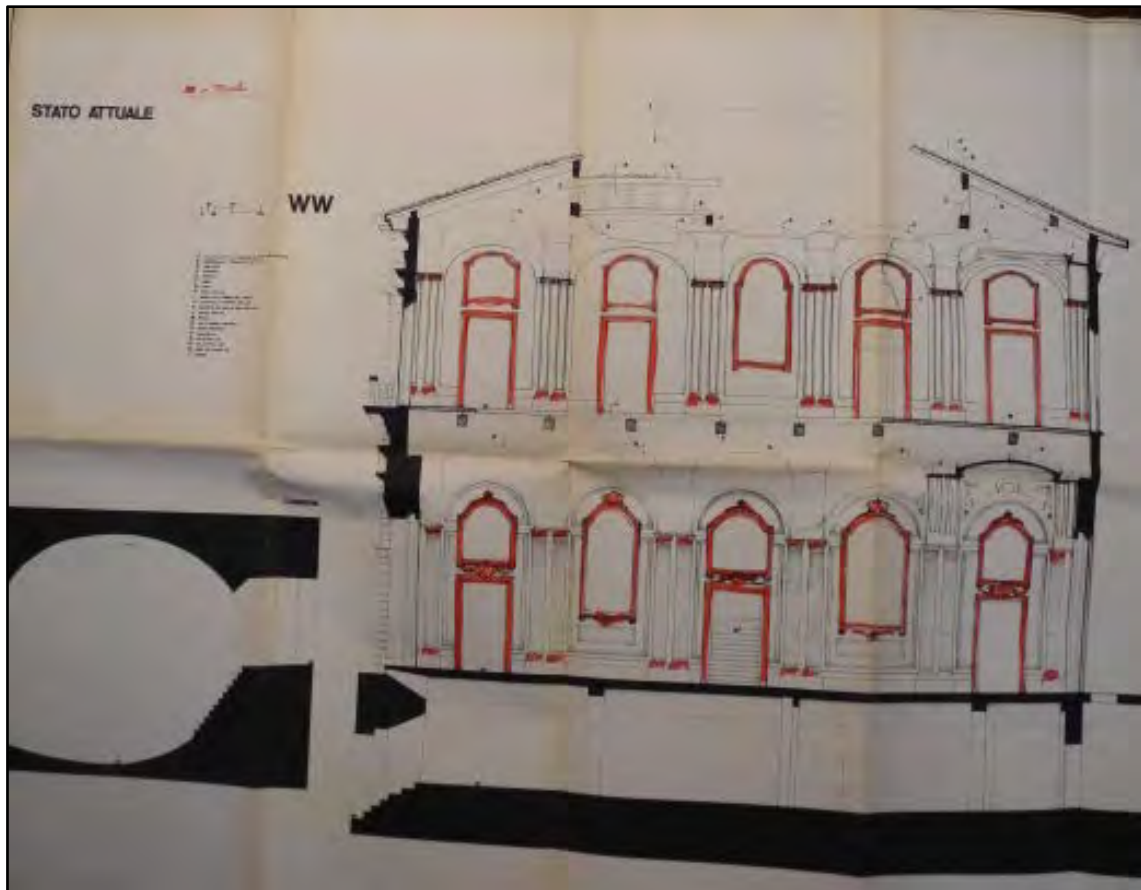


Figura 104: Progetto del ripristino degli stucchi interni

Riassumendo, i lavori eseguiti nel 1994-95, hanno riguardato la sola messa in sicurezza della villa, ripristinando in toto le varie parti strutturali; ma ad essi non sono seguiti gli altri lavori necessari a rendere agibile e usufruibile la villa, causandone il progressivo abbandono.

3. Villa Negri-Bianchetti

3.1 Sintesi storica

Si riporta di seguito una breve sintesi storica, riguardante la Villa Negri-Bianchetti, oggetto di studio.

- 1573-78, primi disegni e appunti inerenti alla Villa Negri. Chiamata col nome di “Schiva noia” la Villa era costituita da un edificio padronale di due piani a forma cubica, con un portico di cinque arcate in facciata e una guglia o campaniletto a vela nella sommità del tetto. Completavano il complesso un pozzo-cisterna, una fontana, un oratorio, a pianta rettangolare, e un edificio colonico con colombaia.
- 1734-35-41-51, lavori di ristrutturazione e ampliamento del Palazzo ad opera della famiglia Bianchetti, che ne mutarono l'originaria orditura. Il Palazzo fu alzato di un piano, diventando quindi di tre piani, compreso il piano terra; il portico che si apriva sul fronte, scomparve e molto probabilmente fu inglobato nel nuovo prospetto, in cui apparve, all'altezza del piano nobile, una loggetta di tre arcate. Nelle vicinanze del palazzo si scorgevano due oratori, il primo eretto dalla famiglia Negri, mentre il secondo eretto dalla casata Bianchetti.
- Fine Settecento ed inizio Ottocento, costruzione di un nuovo prospetto monumentale. La famiglia Bianchetti, fece erigere un nuovo prospetto, di sobrie forme neoclassiche, letteralmente “appiccicato” a quella che era stata la disadorna seicentesca, conferendo così alla villa, una certa nobiltà di linee.
- 1892-1901, lavori di restauro esterno delle facciate. Lavori che hanno riguardato la sola manutenzione ordinaria dei prospetti, senza quindi stravolgere nuovamente la struttura del palazzo.
- 1957, lavori di ripristino strutturale. La stabilità della villa era seriamente compromessa dalle fortissime lesioni, che da tempo, oltre 20 anni, si erano manifestate e sempre più aggravate, soprattutto nei prospetti Nord, Est ed internamente in tutta l'ala sinistra, verso levante, del grande loggiato; causate da un progressivo abbassamento delle fondazioni poste sotto l'ala ad Est, dovute sia ad un cedimento del terreno, sia ad infiltrazioni ed al ristagno dell'acqua piovana, portata dai canali di gronda, i quali sfociavano all'aperto su uno «*stilicidio sconnesso o vetusto*». Problemi probabilmente risolti, in quanto non abbiamo nessuna notizia certa che possa attestarne la modalità, con la costruzione di sei speroni posti al livello delle fondamenta, in corrispondenza dei muri principali interni ortogonali e di una adeguata rete di smaltimento delle acque piovane.
- 1994-95, lavori di recupero strutturale, per evitare il definitivo crollo. A causa dei danni subiti durante le guerre Mondiali, la villa fu abbandonata, in quanto la struttura portante era seriamente compromessa. Parzialmente intatti rimanevano solo i muri, mentre i solai e il tetto erano quasi completamente caduti. Tali lavori, eseguiti sotto la coordinazione dell'Arch. Zamboni di Bologna, provvidero a migliorare la portanza delle fondazioni, a sistemare le lesioni murarie e al rifacimento dei solai, delle scale e del tetto crollati, così da riportare la villa in un buono stato strutturale. I lavori dovevano riguardare anche la parte impiantistica e delle finiture interne, ma molto probabilmente per questioni economiche, questi lavori non furono mai fatti, lasciando la villa internamente allo stato “grezzo”.

3.2 Stato di fatto

Come detto in precedenza, dopo gli ultimi lavori di ripristino delle funzioni strutturali della Villa Negri-Bianchetti, essa è stata nuovamente abbandonata, rimandando gli ulteriori lavori, quelli necessari all'apertura della villa al pubblico.

La villa, a fronte dei lavori eseguiti nel 1994-95, si presenta ancora strutturalmente in un ottimo stato, ma per il resto risulta molto degradata.

I prospetti esterni, anche a causa della mancanza delle gronde e dei pluviali, che sono stati rubati, si presentano degradati e mancanti in alcune sue parti di elementi di decoro.

Gli interni risultano incompleti in molte parti, come detto la villa è stata lasciata internamente al grezzo, quindi oltre a tutte le finiture interne, manca anche tutta la parte impiantistica ed igienico-sanitaria.

Durante il rilievo, di cui si riportano gli elaborati grafici e alcune foto, oltre a non notare nessuna lesione muraria importante, a parte un paio di lesioni nelle volte a controsoffitto nelle stanze al piano primo, abbiamo notato delle incongruenze tra lo stato di fatto e i progetti fatti per il recupero della villa del 1994-95. A parte un paio di incongruenze, di minore importanza strutturale, come la mancanza di alcuni muri tramezzi interni ai vari vani, alla mancanza nella loggia centrale, sia al piano terra che al piano primo, del controsoffitto ad archi e volte, che ad oggi si può vedere solo nell'ultima campata verso Sud della loggia centrale del piano terra, e alla mancanza nelle scale principali ad Est di una rampa, visto che dai progetti doveva avere quattro rampe, ma alla fine è stata costruita a tre rampe; le incongruenze più importanti si hanno nella mancanza del cordolo di cerchiatura, che doveva essere costruito al livello del tetto, e nella mancanza delle catene, anch'esse poste sempre allo stesso livello del cordolo, che servivano per evitare che le tre fasce, che compongono il palazzo, subissero deformazioni e spostamenti differenti.

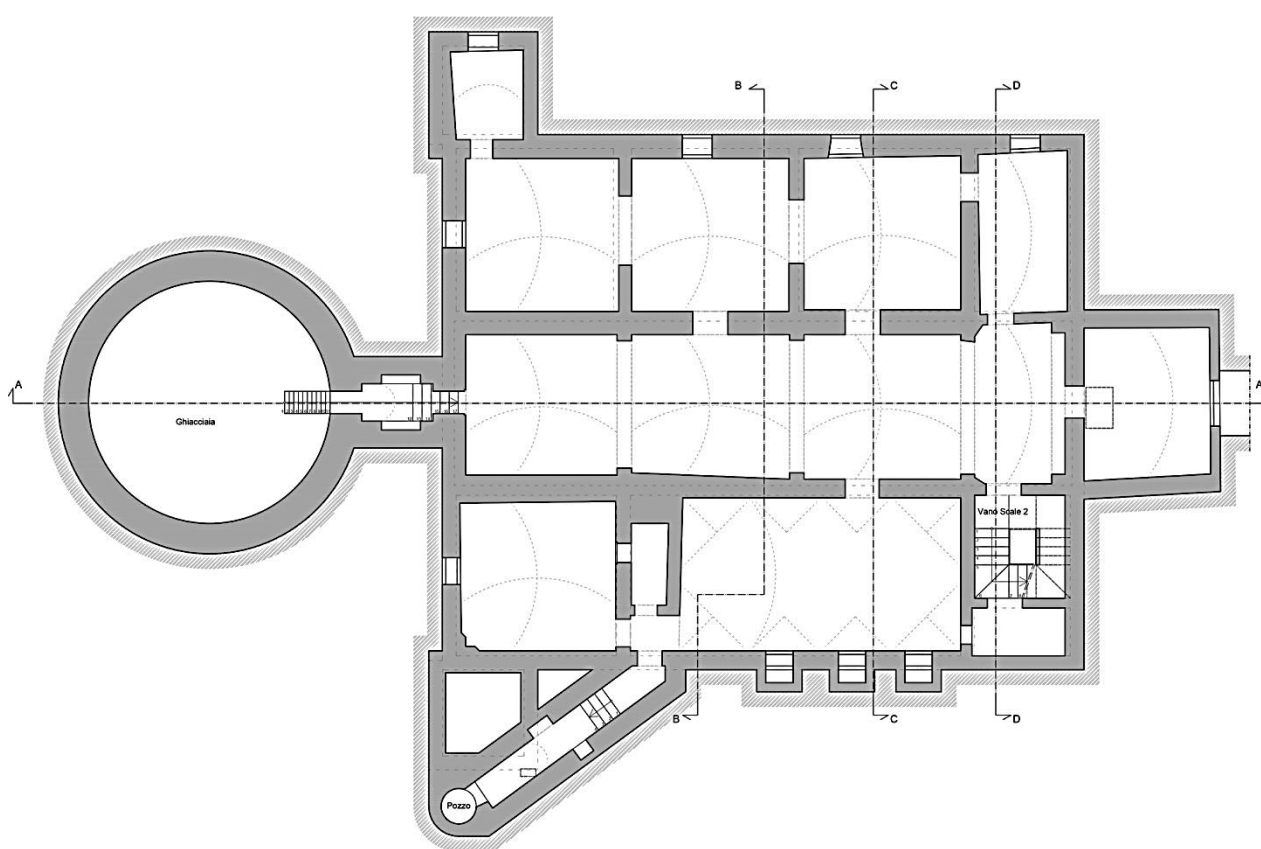


Figura 105: Rilievo pianta piano interrato (TAVOLA 1)

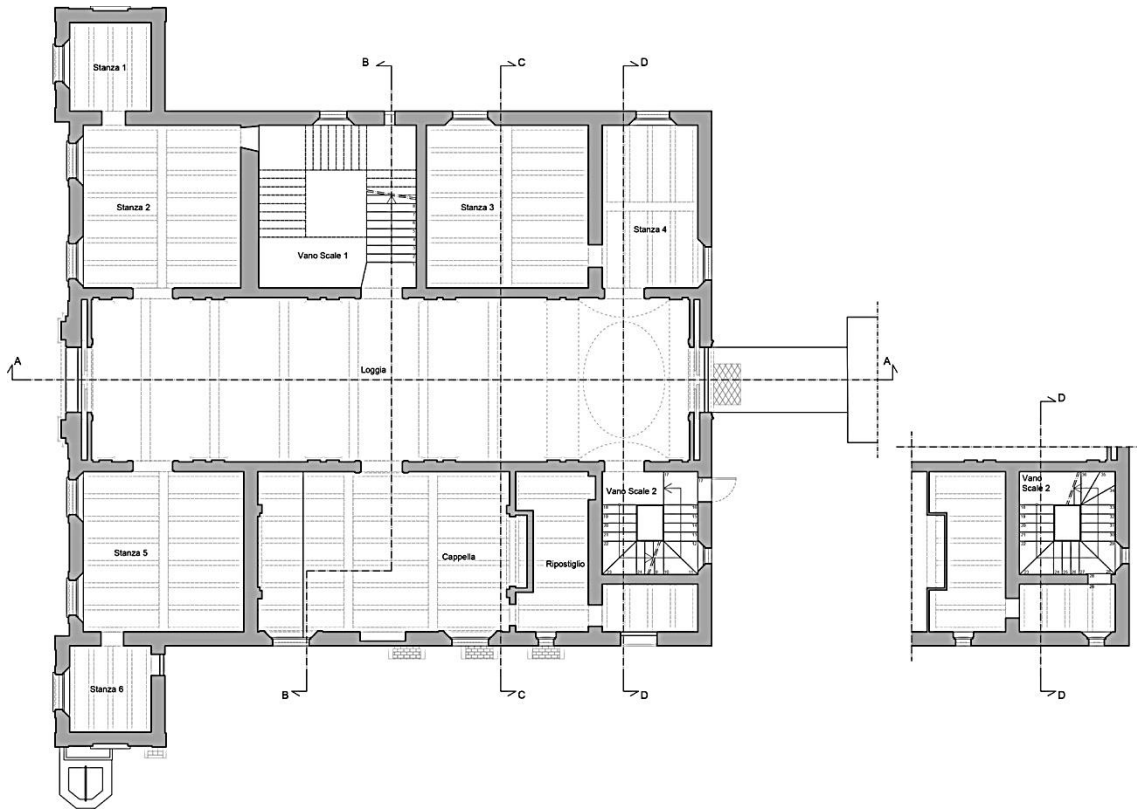


Figura 106: Rilievo pianta piano terra (TAVOLA 2)

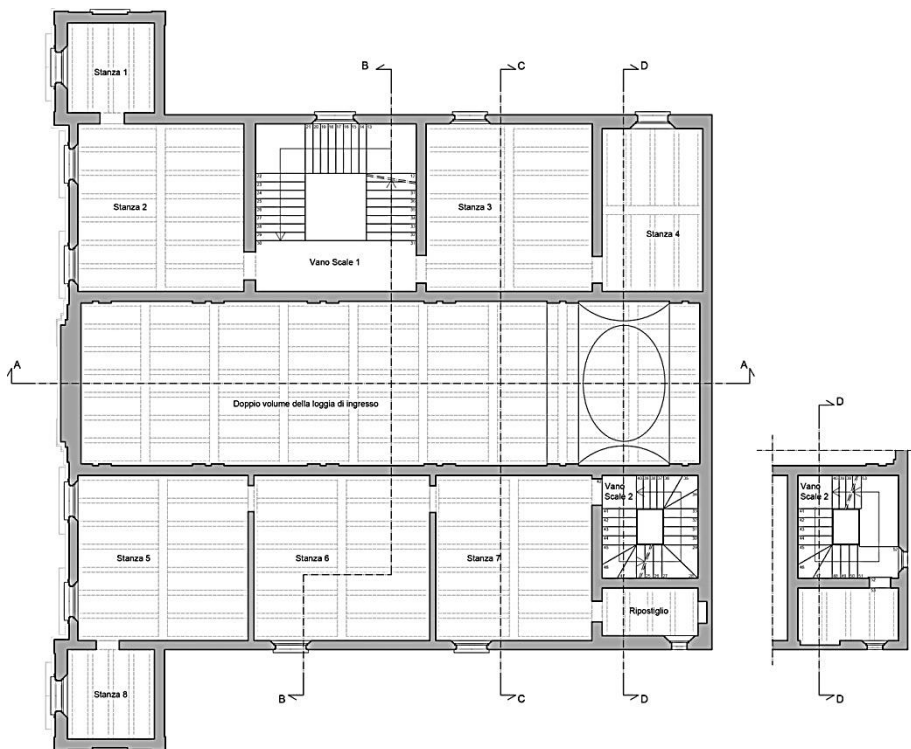


Figura 107: Rilievo pianta piano ammezzato (TAVOLA 3)

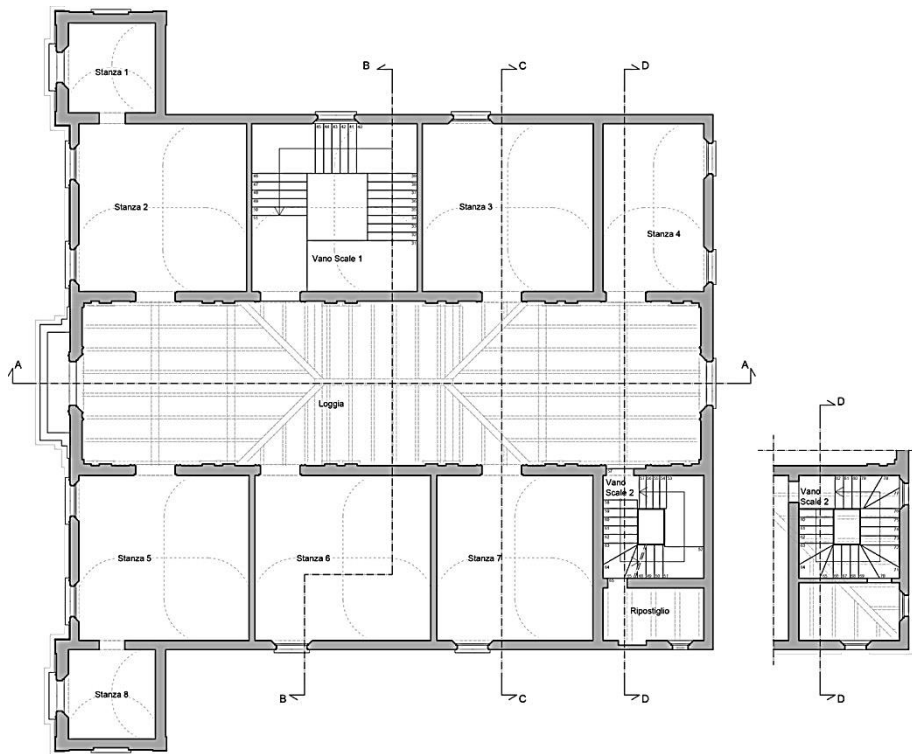


Figura 108: Rilievo pianta piano primo (TAVOLA 4)

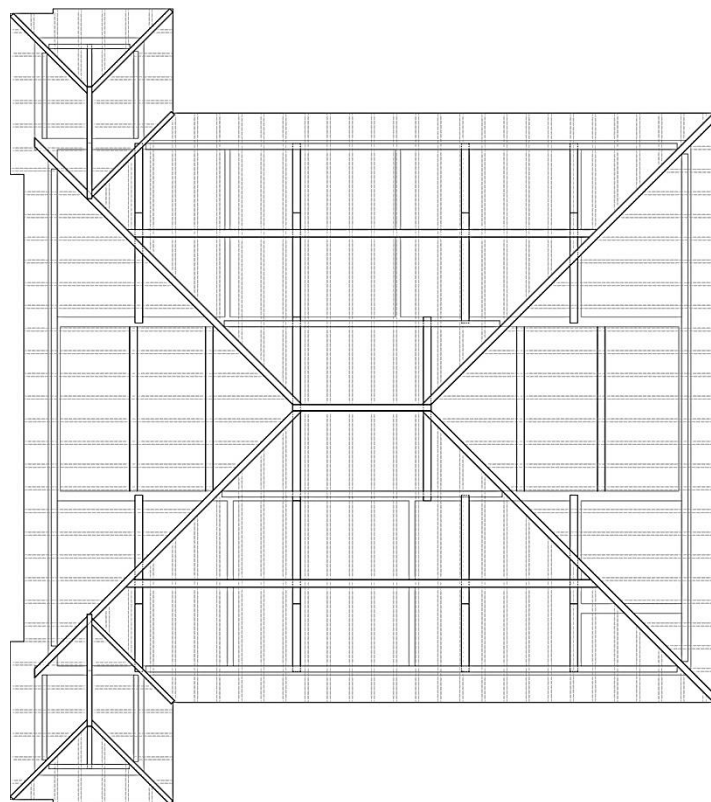


Figura 109: Rilievo pianta piano di copertura (TAVOLA 5)



Figura 110: Rilievo sezione A-A (TAVOLA 6)

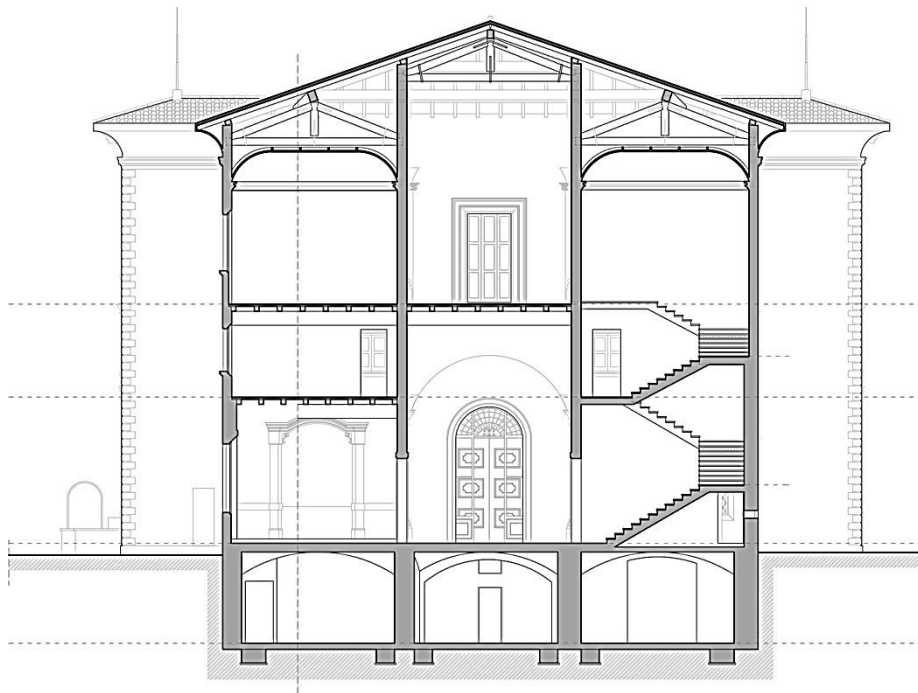


Figura 111: Rilievo sezione B-B (TAVOLA 7)

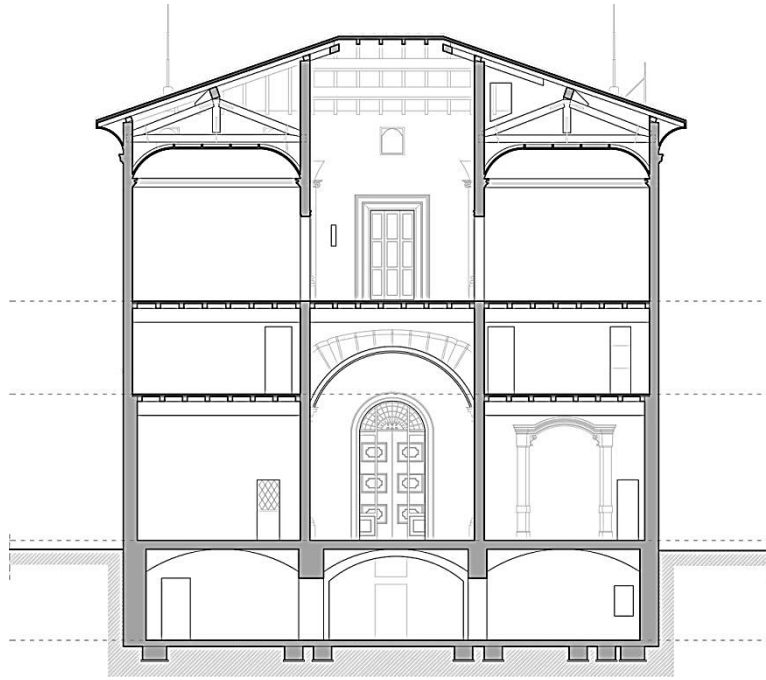


Figura 112: Rilievo sezione C-C (TAVOLA 7)

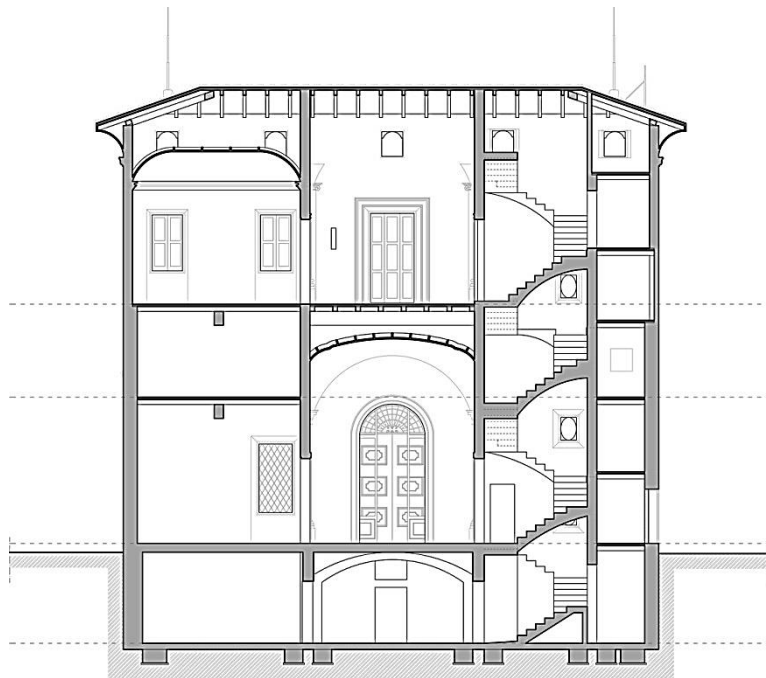


Figura 113: Rilievo sezione D-D (TAVOLA 7)



Figura 114: Rilievo prospetto Nord (TAVOLA 8)

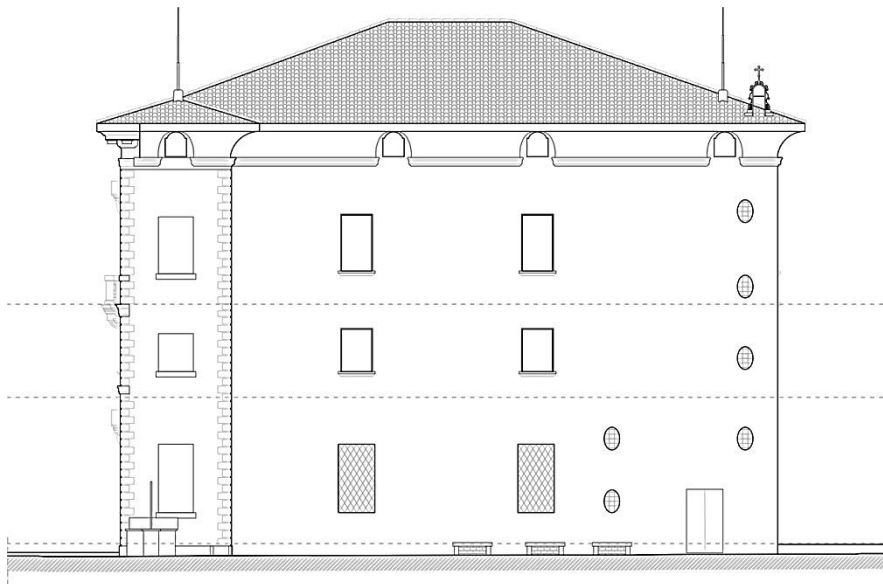


Figura 115: Rilievo prospetto Ovest (TAVOLA 9)

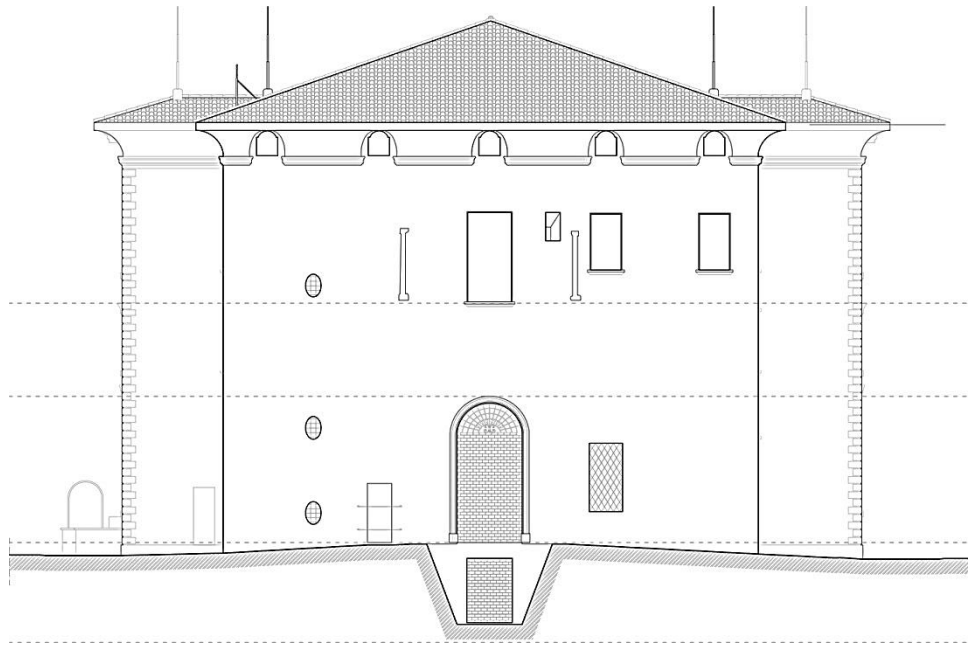


Figura 116: Rilievo prospetto Sud (TAVOLA 9)

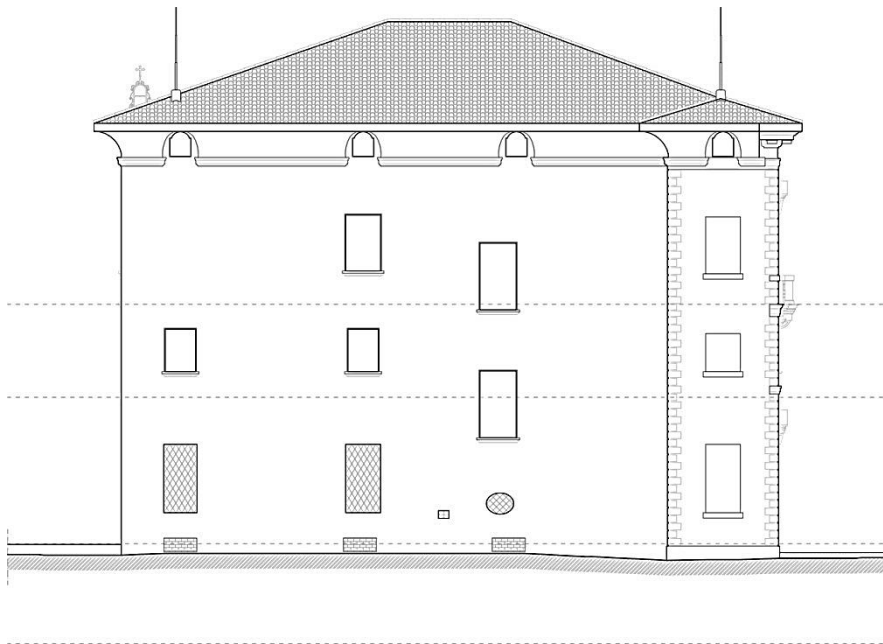


Figura 117: Rilievo prospetto Est (TAVOLA 9)

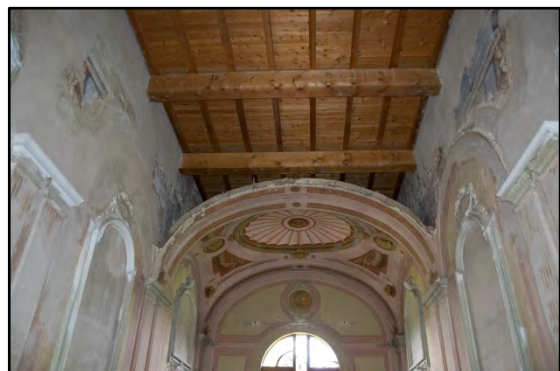


Figura 118-119-120-121-122-123-124-125: Foto rilievo



Figura 126-127-128-129: Foto rilievo

3.3 Classificazione delle murature per epoca di realizzazione

Nel tempo, la villa, ha subito un notevole numero di interventi che, ne hanno stravolto la forma e l'originale orditura.

Per trarre le nostre conclusioni non possiamo avvalerci di piante, però dagli scritti che sono stati trovati, si può ipotizzare che la struttura portante originaria e la divisione interna degli spazi, non abbia subito grosse modifiche strutturali, cosa che invece non possiamo dire per i prospetti, soprattutto quello principale rivolto a Nord, verso la Via Emilia.

Possiamo ipotizzare, quindi, che la maggior parte delle murature esistenti ad oggi, facesse parte della costruzione originaria, risalente alla metà del XVI secolo, ad esclusione dei due corpi laterali, che ipotizziamo siano stati costruiti al tempo dei primi lavori di recupero e ampliamento della villa, avvenuti nella prima metà del XVIII secolo, in cui l'edificio fu dotato anche di un terzo piano, molto probabilmente visto la sua altezza, il piano ammezzato, di una nuova rampa di scale, posta a metà dell'ala ad Est, che collegava i tre piani fuori terra, e di un nuovo prospetto principale, costruito inglobando il vecchio portico e avente, all'altezza del piano nobile, una loggia a tre arcate. In questa occasione, ipotizziamo, che anche il tetto abbia subito delle modifiche, dovendosi adattare alla nuova forma del palazzo, non più a pianta rettangolare.

Alla fine del XVIII ed inizio del XIX secolo, il palazzo subì altri lavori, ma questi, come ci risulta dagli scritti che abbiamo trovato, riguardarono solamente i prospetti e in particolare il prospetto principale, che fu ridisegnato completamente in stile neoclassico e "appiccicato" sopra al prospetto settecentesco esistente.

Dopo questa serie di lavori, che hanno completamente modificato la forma originale della villa, essa non ha subito ulteriori modifiche strutturali e di forma, in quanto i lavori che sono venuti dopo, sono stati tutti lavori o di restauro dei prospetti o di recupero e ripristino strutturale, per evitare il crollo del palazzo.

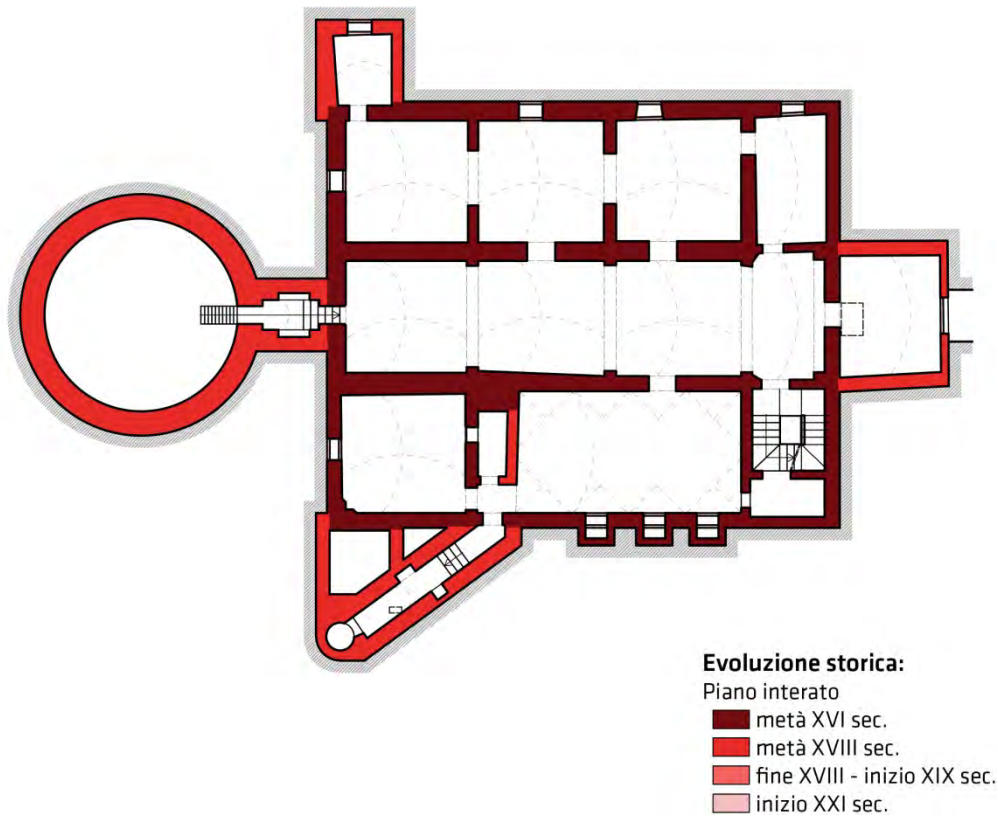


Figura 130: Classificazione murature per epoca di costruzione - piano interrato

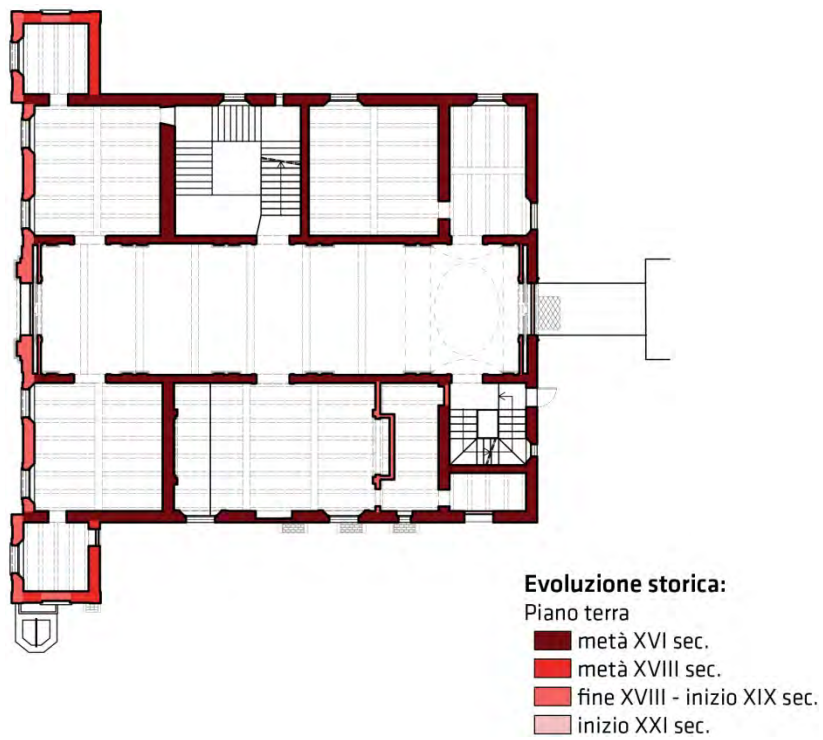
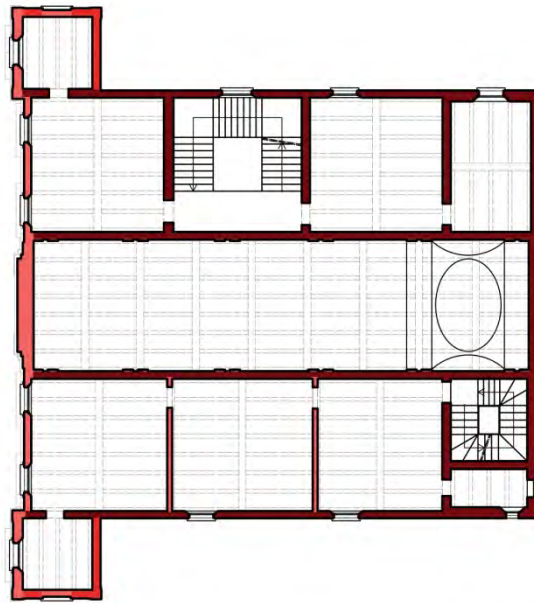


Figura 131: Classificazione murature per epoca di costruzione - piano terra

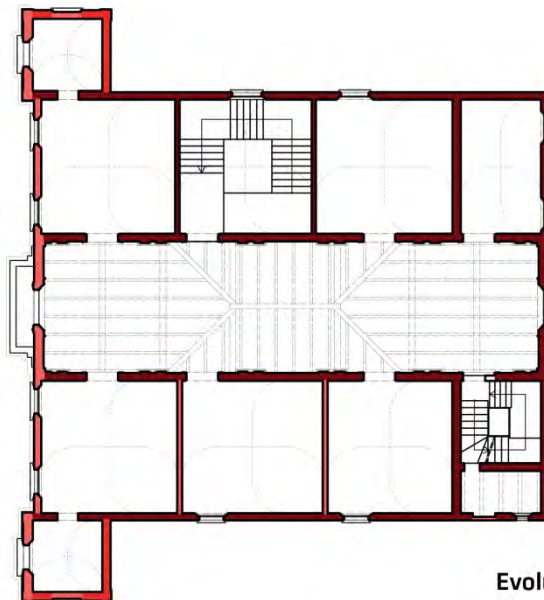


Evoluzione storica:

Piano ammezzato

- metà XVI sec.
- metà XVIII sec.
- fine XVIII - inizio XIX sec.
- inizio XXI sec.

Figura 132: Classificazione murature per epoca di costruzione – piano ammezzato



Evoluzione storica:

Piano primo

- metà XVI sec.
- metà XVIII sec.
- fine XVIII - inizio XIX sec.
- inizio XXI sec.

Figura 133: Classificazione murature per epoca di costruzione – piano primo

3.4 Analisi muraria

La maggior parte delle murature del fabbricato risalgono a periodi precedenti il XIX secolo, per cui si ipotizza che siano state realizzate utilizzando il mattone bolognese (6,5x13x28cm), introdotto già nel VIII secolo per sostituire il mattone manubriato (6,5x29,5x45cm) del peso di circa 16 kg.

L'uso del mattone è profondamente radicato nella cultura e nella storia della città di Bologna ed ebbe nel medioevo e nel rinascimento i momenti di maggior splendore con la realizzazione delle numerose torri e il suo utilizzo è riscontrabile anche in edifici storici dell'Ottocento.

In seguito ai rilievi effettuati è stato possibile classificare la muratura secondo le seguenti categorie:

- Muratura portante a 7 teste, spessore minimo di 97 cm. Rilevati solamente al piano interrato.
- Muratura portante a 6 teste, spessore minimo di 83 cm. Rilevati solamente al piano interrato.
- Muratura portante a 5 teste, spessore minimo di 69 cm. Rilevati solamente al piano interrato.
- Muratura portante a 4 teste, spessore minimo di 55 cm. Rilevati sia al piano interrato che in un solo caso al piano terra.
- Muratura portante a 3 teste, spessore minimo di 41 cm. Rilevati soprattutto al piano interrato e al piano terra.
- Muratura portante a 2 teste, spessore minimo di 27 cm. Rilevati in tutto il fabbricato, soprattutto al piano ammezzato e primo.
- Tramezzi, spessore compreso tra 10 e 20 cm. Rilevati internamente ai vari piani fuori terra, ma di nessuna valenza statica e quindi potrebbero aver subito delle modifiche nel corso dell'evoluzione del palazzo.

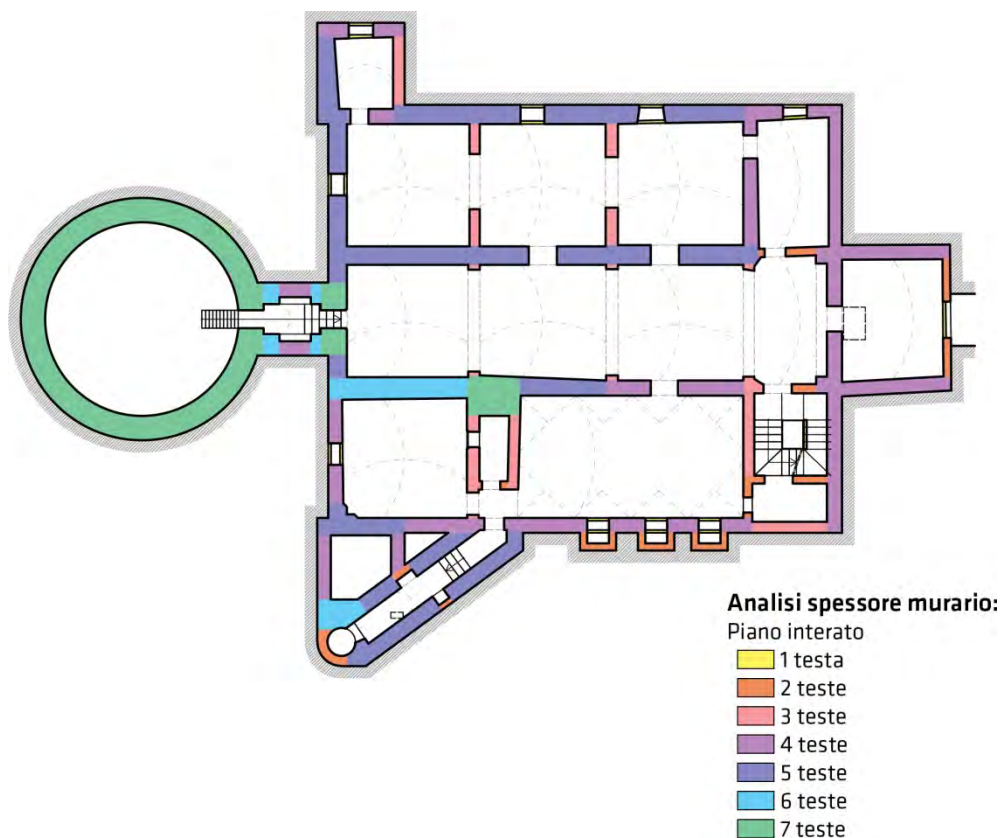


Figura 134: Analisi dello spessore dei paramenti murari - piano interrato



Figura 135: Analisi dello spesso dei paramenti murari – piano terra

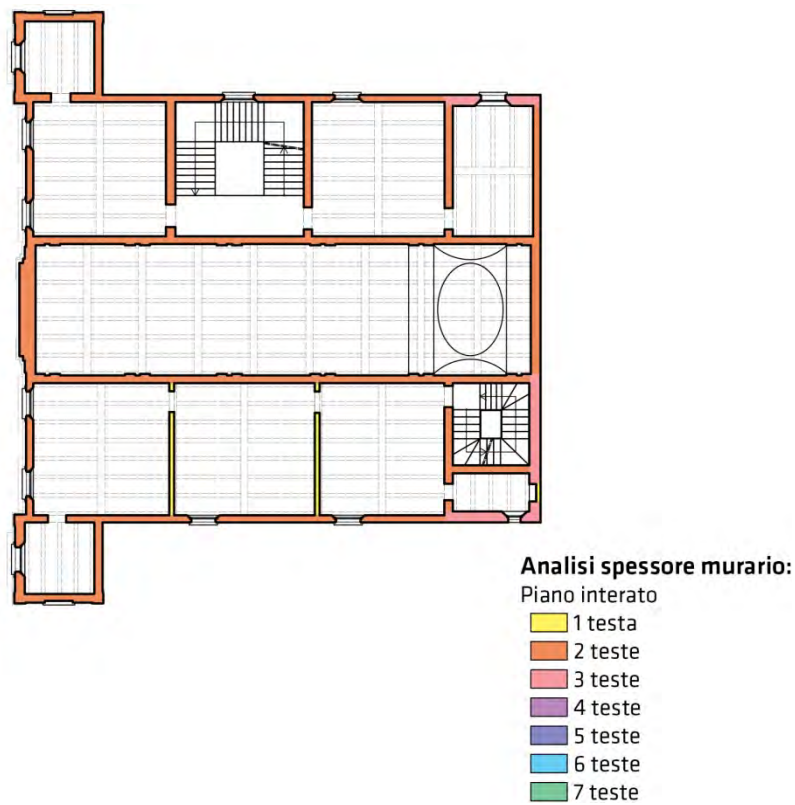


Figura 136: Analisi dello spesso dei paramenti murari – piano ammezzato



Figura 137: Analisi dello spesso dei paramenti murari – piano primo

3.5 Muratura efficace in campo statico

Si individuano quindi le murature che svolgono una funzione portante, distinguendo le murature longitudinali e le murature trasversali efficaci staticamente ed indicando gli interassi tra muri efficaci staticamente consecutivi.

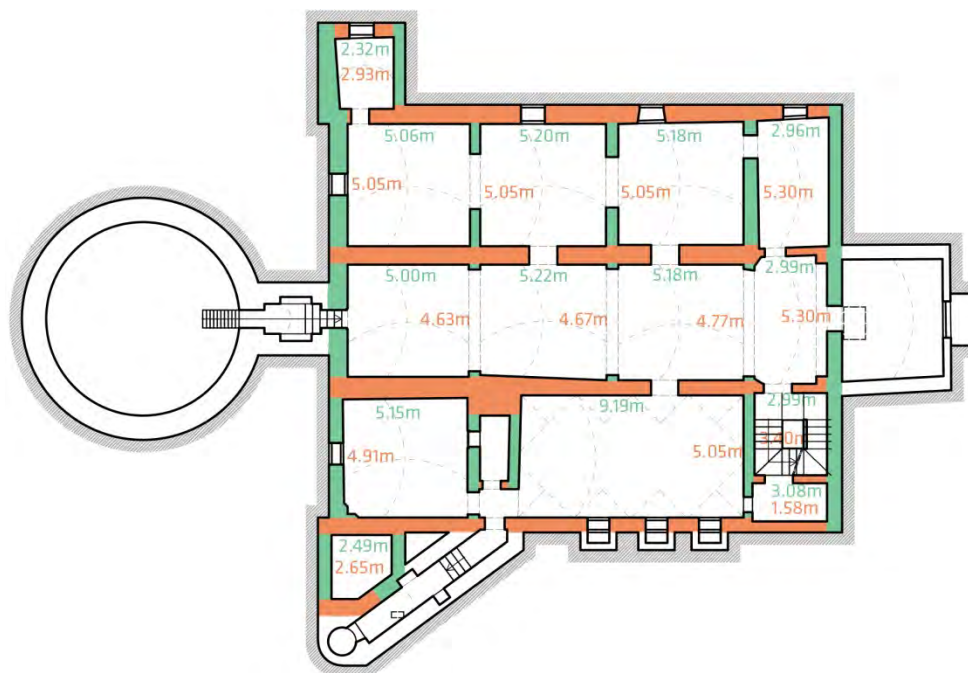


Figura 138: Muratura efficace in campo statico – piano interrato

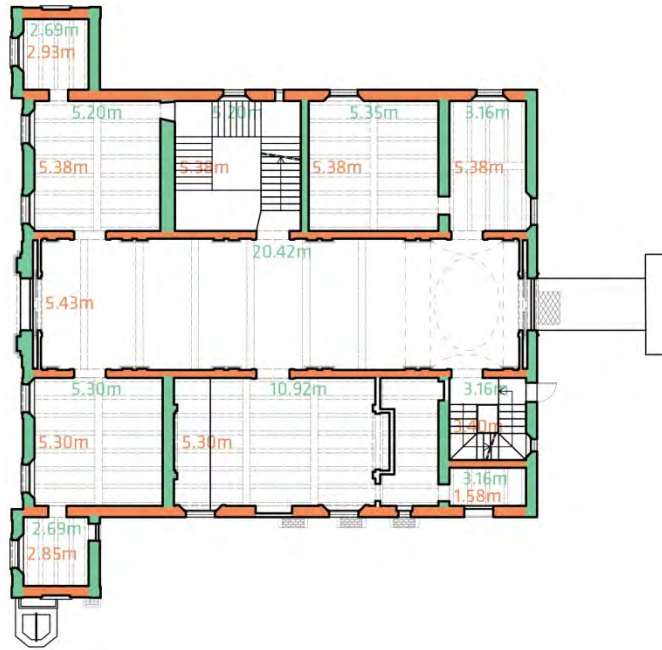


Figura 139: Muratura efficace in campo statico - piano terra

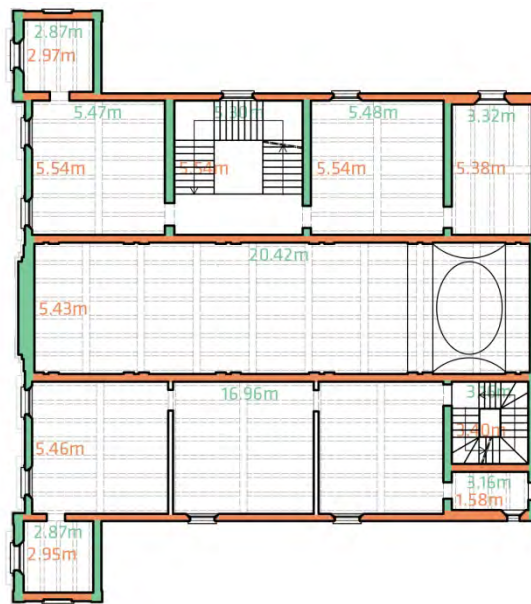


Figura 140: Muratura efficace in campo statico - piano ammezzato

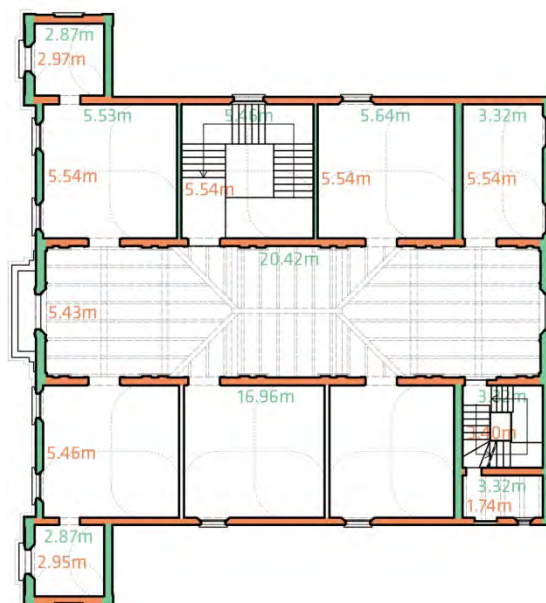


Figura 141: Muratura efficace in campo statico - piano primo

3.6 Muratura efficace in campo dinamico

In prossimità degli incroci murari, affinché la muratura venga considerata resistente, la spalletta deve avere rapporto altezza/lunghezza inferiore a 3, com'è specificato nel paragrafo C.5.2 del D.M. 16.01.1996.

Si riportano nella seguente tabella le lunghezze minime che devono avere le spallette per essere considerate resistenti nelle diverse parti dell'edificio.

Piano	Altezza di piano (m)	Lunghezza minima spalletta (m)
Piano interrato	3.01	1.00
Piano Terra	4.59	1.53
Piano Ammezzato	2.83	0.94
Piano Primo	5.90	1.97
	7.92	2.64

Si procede evidenziando in pianta la sola muratura resistente per ogni piano, cioè le porzioni di muratura che in caso di sisma si dimostrerebbero efficaci.

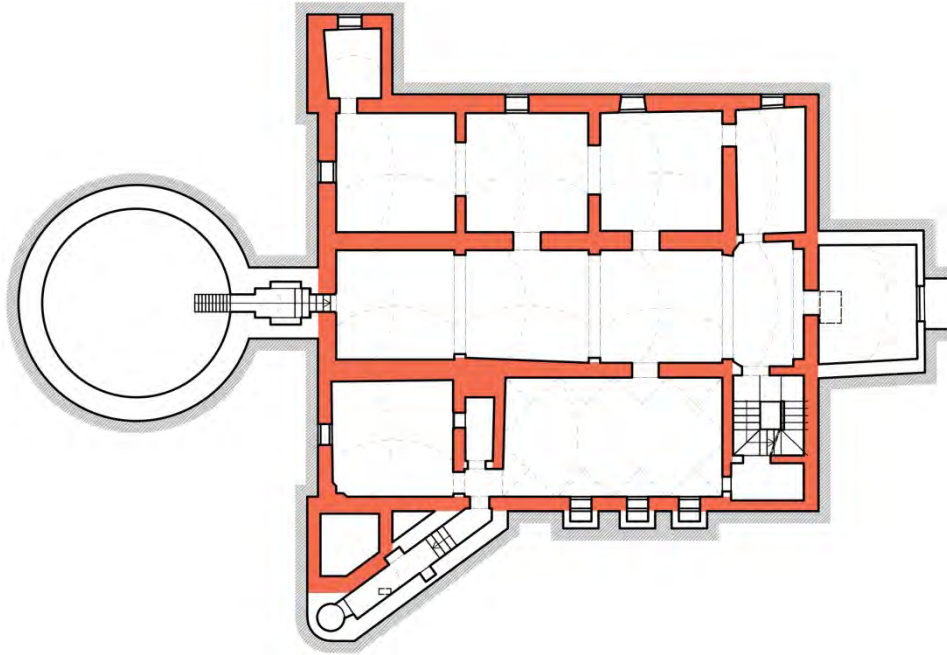


Figura 142: Muratura efficace in campo dinamico - piano interrato

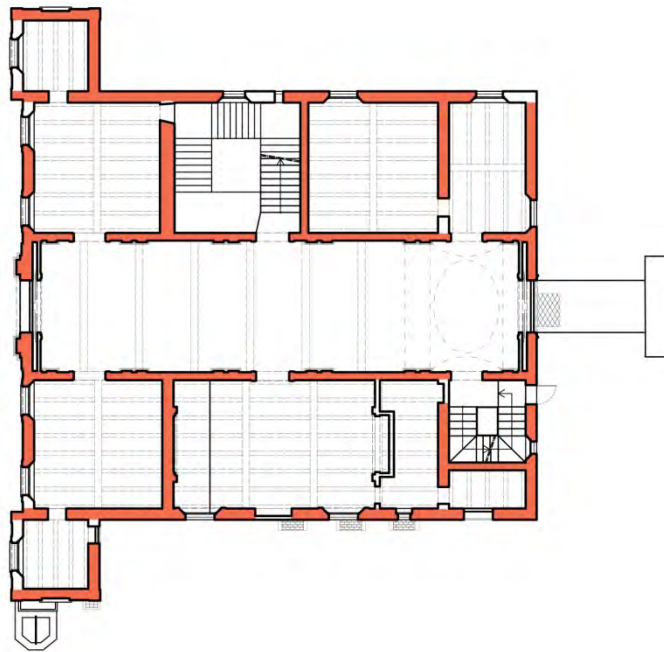


Figura 143: Muratura efficace in campo dinamico - piano terra

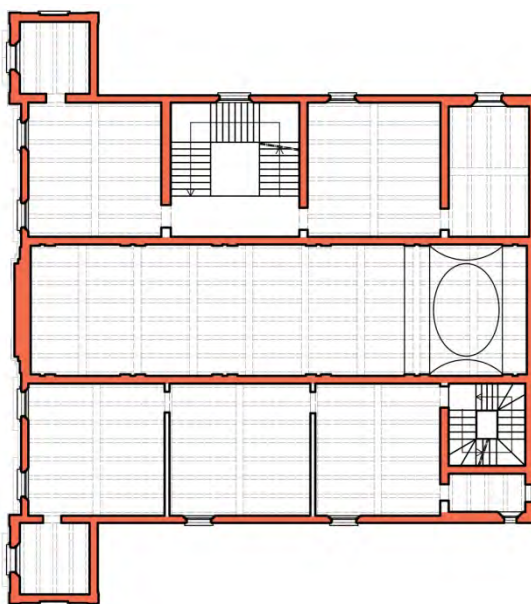


Figura 144: Muratura efficace in campo dinamico - piano ammezzato

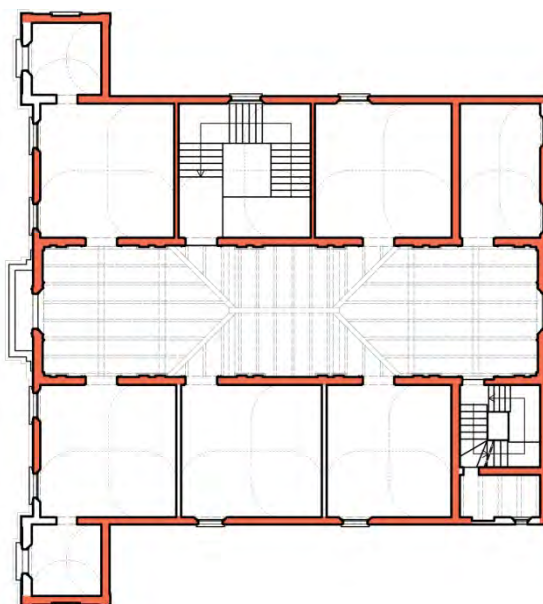


Figura 145: Muratura efficace in campo dinamico - piano primo

3.7 Analisi materica e costruttiva dei solai e della copertura

Le informazioni di seguito riportate sono state desunte sia dai rilievi, che dalle informazioni trovate nel progetto degli interventi fatti nel 1994-95, dove erano presenti anche delle tavole con i vari particolari costruttivi dei solai e della copertura.

Come si è già detto e potuto vedere in precedenza, dei solai se ne hanno due tipi: il primo, caratterizzato da un volta in laterizio, si ha solo tra il piano interrato e il piano terra; mentre il secondo, costituito da una struttura portante in legno, si ripete per tutto l'edificio e a seconda delle dimensioni delle stanze, la struttura è a singola orditura, con i soli travetti secondari, o a doppia orditura, con anche le travi principali.

La stratigrafia del solaio ligneo è così composta:

- Travi principali lignee a sezione rettangolare 30x46 cm e poste ad interasse max di 300 cm;
- Travetti secondari lignei a sezione quadrata 16x16 cm e posti ad interasse max di 75 cm;
- Tavolato immaschiato di spessore 4 cm;

- Soletta collaborante in C.C.A. di spessore 4 cm, armata con rete elettrosaldata $\varnothing 6/200 \times 200$.

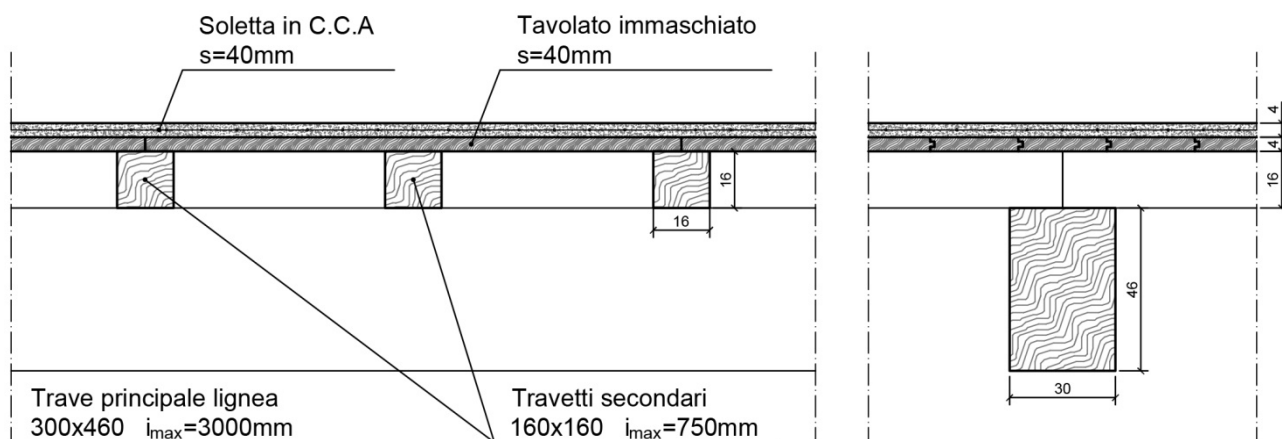
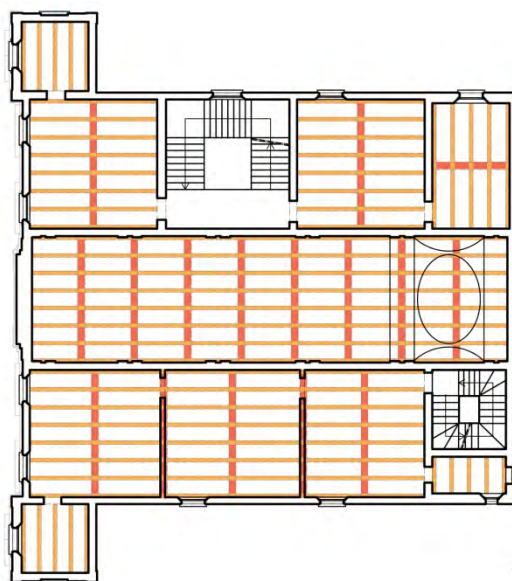


Figura 146: Particolare solaio ligneo a doppia orditura – scala 1:20

Come già accennato, questo pacchetto strutturale si ripete in tutti i solai, a parte nei vani, utilizzati molto probabilmente come ripostigli, situati nell'angolo a Sud-Ovest, in cui le dimensioni della stanza non richiedevano una doppia orditura, ma erano sufficienti i soli travetti secondari.



Orditura solaio ligneo:

Solaio tra piano ammezzato e piano primo

Travi principali, 30x46cm

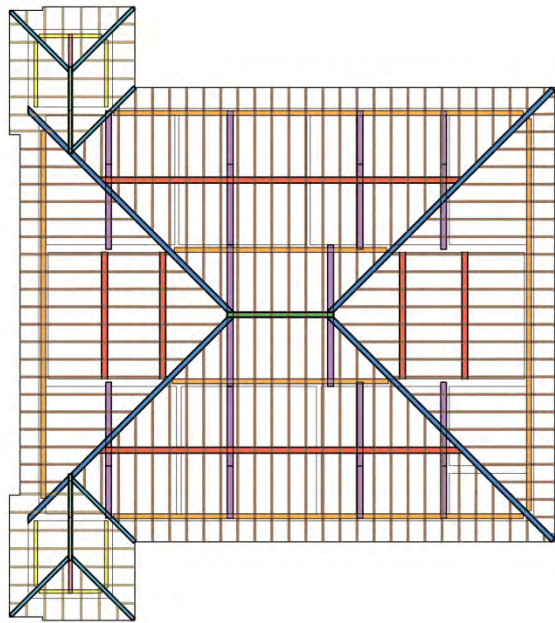
Travetti secondari, 16x16cm

Figura 147: Schema disposizione orditura solaio ligneo – piano tipo

Più complessa e articolata è la struttura della copertura, formata sempre da una struttura portante in legno, composta da un sistema di capriate, terzere, diagonali e travetti secondari di varie dimensioni a seconda della posizione, che sorreggono un doppio tavolato immaschiato di spessore 3+3 cm con all'interno un'intercapedine per la ventilazione.

Le capriate, le possiamo suddividere in due tipi, a seconda delle dimensioni degli elementi che le compongono, visto che indicativamente la luce che coprono è la stessa. Le capriate maggiori, che sorreggono il tetto nella zona della loggia centrale e delle ali laterali ad essa, sono composte da elementi lignei di sezione quadrata 25x25 cm; mentre le capriate minori, che sono poste nella zona sopra alle torrette laterali, sono composte da elementi quadrati di sezione 15x15 cm.

Questa differenza di misure tra le capriate che sorreggono il tetto sopra alle torrette laterali e tutte le altre capriate, la ritroviamo anche negli altri elementi costruttivi che compongono la struttura portante del tetto, come si può vedere dallo schema sottostante.



Orditura solaio ligneo:

Copertura

- Dormiente, 15x10cm
- Dormiente, 20x15cm
- Capriata, 15x15cm
- Capriata, 25x25cm
- Terzera, 25x35cm
- Cantonale, 15x15cm
- Cantonale, 21x21cm
- Trave di colmo, 15x15cm
- Trave di colmo, 21x28cm
- Travetti secondari, 9x9cm
- Travetti secondari, 10x15cm

Figura 148: Schema disposizione degli elementi della copertura

4. Valutazione strutturale pre-intervento

4.1 Vulnerabilità sismica

4.1.1 Caratteristiche delle costruzioni in muratura

Prima di analizzare le vulnerabilità specifiche dell'oggetto si studio, è importante sottolineare le caratteristiche delle strutture in muratura che sono alla base della seguente analisi.

A differenza degli edifici a telaio, la concezione delle strutture murarie è basata sull'assemblaggio di elementi discreti, connessi tra loro tramite vincoli monolateri. Per cui, risulta fondamentale, la qualità dei collegamenti tra gli elementi, piuttosto che la resistenza degli elementi stessi.

La crisi della struttura muraria, schematizzabile con il sistema trilitico, può infatti avvenire sia per insufficiente resistenza dell'elemento chiave sottoposto a carico verticale, sia per mancanza di stabilità.

Una caratteristica importante, utile per limitare la vulnerabilità sismica delle strutture murarie, è la monoliticità trasversale, che si ha in caso di apparecchi murari realizzati a regola d'arte, con presenza di diatoni e con una malta di buona qualità. L'assenza di monoliticità trasversale, rappresenta un importante fattore di debolezza strutturale e in tal caso la perdita di resistenza o di stabilità può facilmente manifestarsi in presenza di azioni ortogonali al piano del muro, come in caso di evento sismico.

L'analisi delle vulnerabilità sismiche è importante, poiché in caso di sisma, saranno le parti strutturali più deboli ad essere colpite, provocando danni e collassi definibili in anticipo.

Nell'edificio oggetto di studio, si sono riscontrate le seguenti vulnerabilità:

- presenza di aperture in corrispondenza degli incroci murari;
- irregolarità geometrica interna, con distanze tra le murature d'ambito maggiore di 7 m;
- mancanza dei cordoli al livello dei solai e della copertura.

4.1.2 Vulnerabilità dell'oggetto di studio

Come anticipato nel paragrafo precedente, le connessioni sono parte fondamentale della concezione delle strutture in muratura, per cui, in vista del miglioramento strutturale, è importante evidenziare nella fase di analisi i nodi deboli della costruzione.

Inoltre sono state individuate le seguenti vulnerabilità:

- Presenza di spallette non efficaci in campo dinamico, in quanto il rapporto tra altezza e lunghezza è inferiore a 3, come indicato nel D.M. 16/01/1996. In questo caso nel calcolo della vulnerabilità sismica, non verranno calcolate come muratura resistente.
- Sono state individuati alcuni ambienti che presentano una scarsa scatolarità, in quanto i muri di controvento risultano avere un interasse maggiore di 7 m.
- Presenza di murature su cui insistono solai collegati alla muratura a diverse quote;
- È stata individuata la mancanza dei cordoli a livello dei solai intermedi e della copertura, e anche se, nei lavori di ripristino strutturale, eseguiti nel 1994-95, la soletta collaborante in C.C.A., e quindi il solaio, è stata collegata alle murature portanti, la mancanza dei cordoli, potrebbe causare una scarsa scatolarità, in quando manca l'elemento cerchiante.

In seguito all'analisi delle vulnerabilità in pianta e in sezione, si procede con l'analisi delle possibili vulnerabilità in prospetto.

Analizzando i prospetti, si nota che sono presenti un esiguo numero di maschi murari, che, come si evince dall'evoluzione storica della villa, non sono state fatte delle sopraelevazioni e che gli elementi strutturali della copertura, non sono spingenti; quindi possiamo dedurre che i vari prospetti non presentino grosse vulnerabilità.

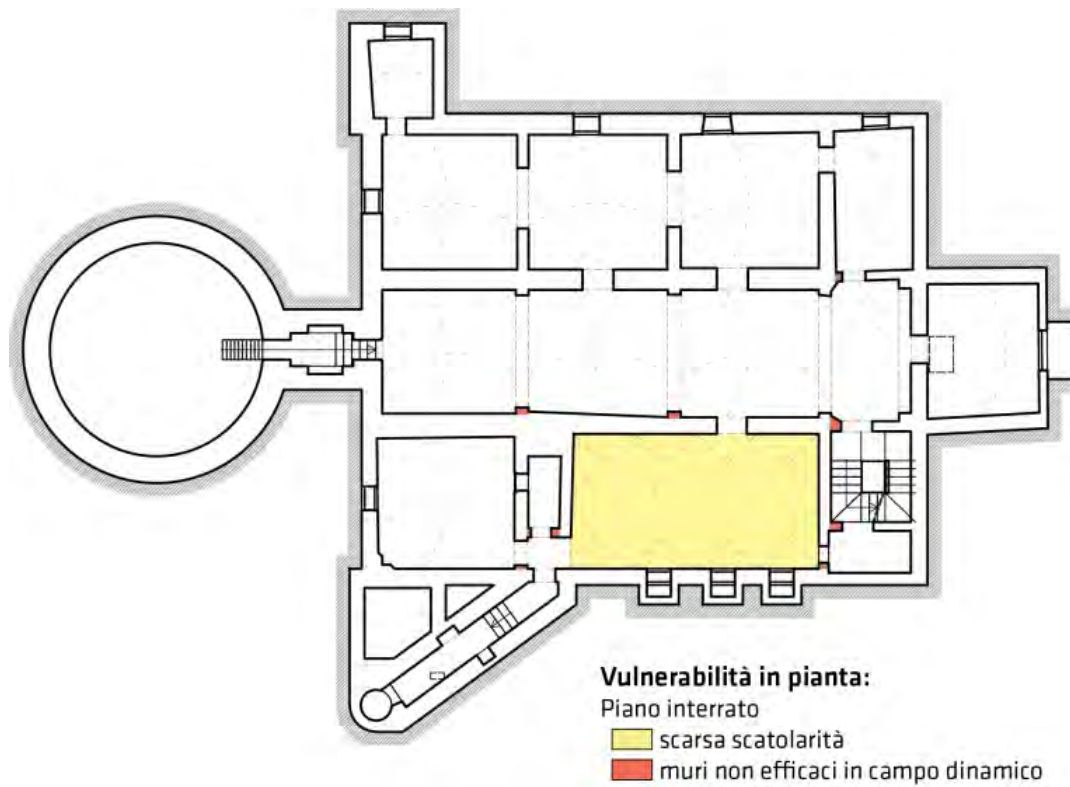


Figura 149: Schema delle vulnerabilità riscontrate in pianta - piano interrato



Figura 150: Schema delle vulnerabilità riscontrate in pianta - piano terra

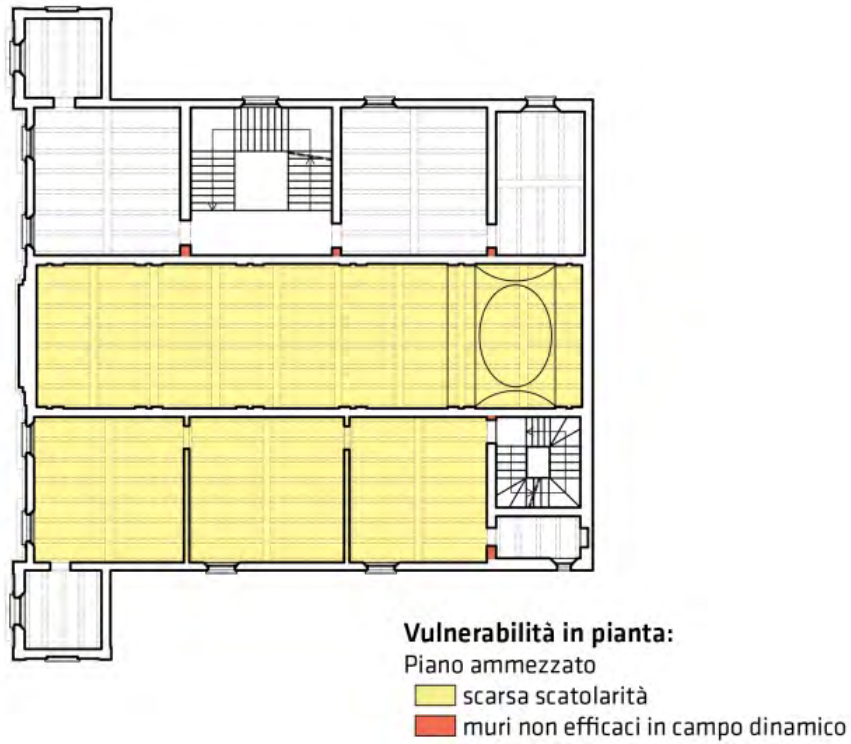


Figura 151: Schema delle vulnerabilità riscontrate in pianta - piano ammezzato

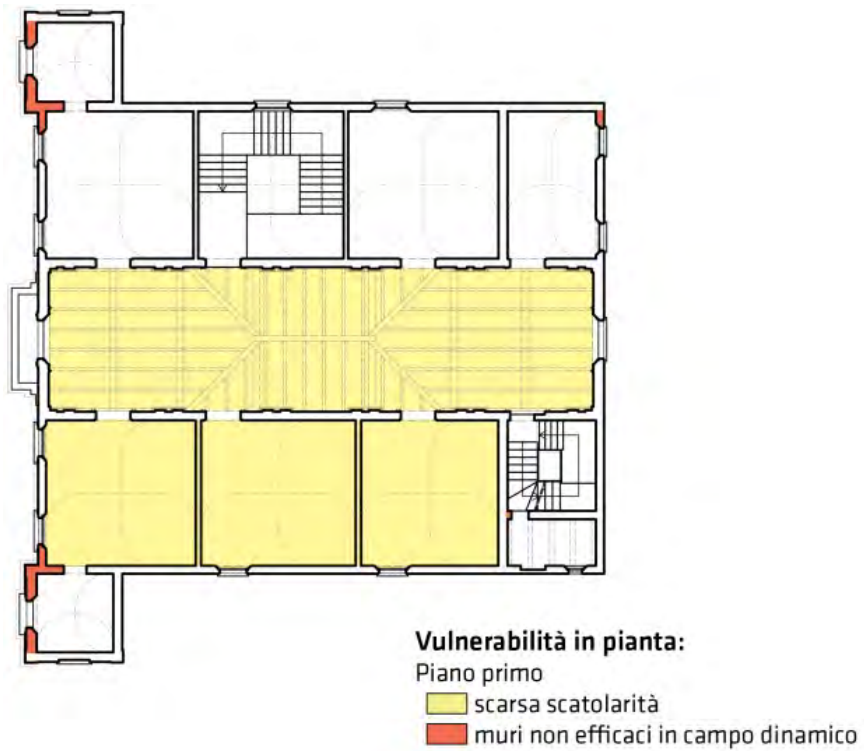


Figura 152: Schema delle vulnerabilità riscontrate in pianta - piano primo

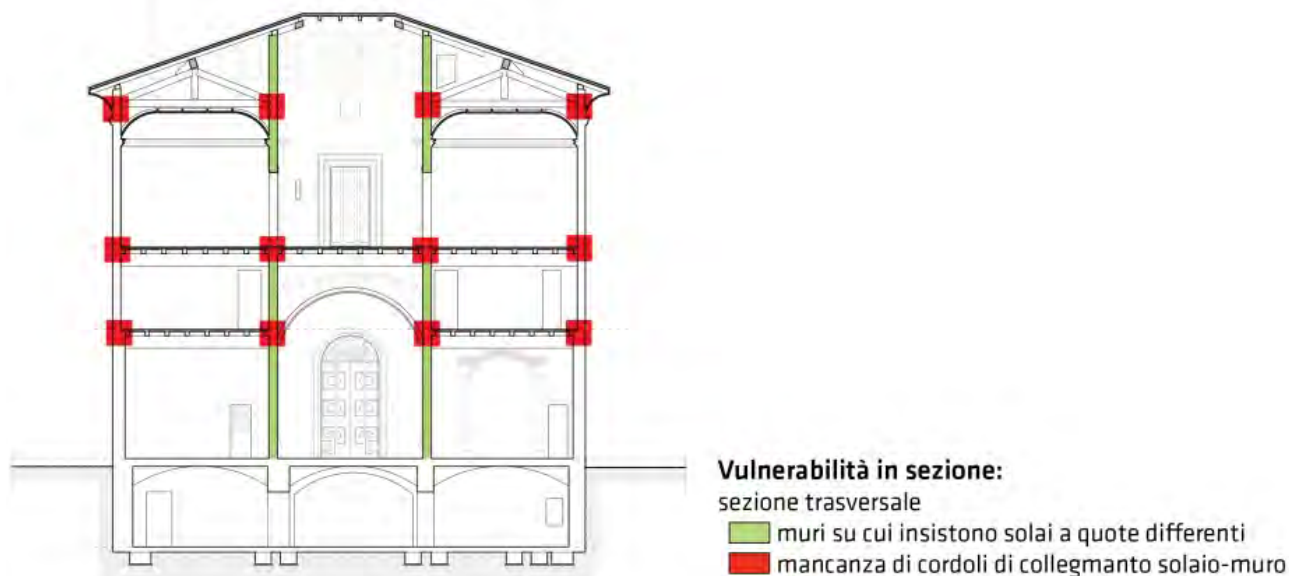


Figura 153: Schema delle vulnerabilità riscontrate in sezione – sezione C-C

4.2 Livelli di sicurezza sismica

4.2.1 Premessa

Con l'entrata in vigore delle nuove Norme tecniche per le costruzioni, si è reso necessario allineare i contenuti delle precedenti direttive al D.M. 14 gennaio 2008. Sono state dunque approvate le Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato, con riferimento al D.M. 14 gennaio 2008, tramite la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09 febbraio 2011.

Per quanto attiene agli interventi sui beni tutelati, l'articolo 29 del Codice, al comma 4 precisa che, per i beni immobili situati nelle zone dichiarate soggette a rischio sismico in base alla normativa vigente, il restauro comprende l'intervento di miglioramento strutturale, e al comma 5 dispone che, il Ministero definisca, anche con il concorso delle regioni e con la collaborazione delle università e degli istituti di ricerca competenti, linee di indirizzo, norme tecniche, criteri e modelli di intervento in materia di conservazione dei beni culturali.

La presente Direttiva è stata redatta con l'intento di specificare un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto degli eventuali interventi, concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale. La finalità è quella di formulare, nel modo più oggettivo possibile, il giudizio finale sulla sicurezza e sulla conservazione garantite dall'intervento di miglioramento sismico. In particolare, il documento è riferito alle sole costruzioni in muratura.

Per la conservazione in condizioni di sicurezza del patrimonio culturale nei riguardi dell'azione sismica è necessario disporre di strumenti di analisi in grado di permettere le analisi di vulnerabilità e la valutazione

del rischio del patrimonio culturale, nonché la progettazione degli interventi di miglioramento sismico.

Ai fini della valutazione della sicurezza sismica, le Linee guida individuano tre diverse tipologie di analisi:

- LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati. Consiste in una verifica da effettuarsi a scala territoriale, su tutti i beni culturali tutelati, condotta attraverso metodi semplificati, che siano tuttavia in grado di stimare l'indice di sicurezza sismica. Un valore maggiore di 1, indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento del sito, definita con criteri coerenti a quelli adottati dalle NTC per l'adeguamento delle costruzioni non tutelate, in funzione della vita nominale e della classe d'uso. In alternativa, i metodi semplificati LV1, possono fornire come risultato la vita nominale per la

quale il manufatto presenta un indice di sicurezza uguale a 1, tenendo conto anche delle condizioni d'uso. In questo caso, la vita nominale rappresenta il periodo di tempo nel quale la costruzione può essere usata con lo stesso livello di sicurezza prescritto per le nuove costruzioni.

- LV2: valutazione su singoli elementi, meccanismi locali di collasso. Questo livello di valutazione si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione. La valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetti di intervento su singoli elementi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione, macroelementi. Per ciascun macroelemento analizzato, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo, prima e dopo l'intervento, consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando anche l'inutilità di alcuni elementi, nel caso in cui il margine di miglioramento fosse modesto rispetto al negativo impatto dell'intervento in termini di conservazione.
- LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto. Questo livello di valutazione considera la sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o singole sue parti significative, macroelementi. Il livello LV3, deve essere adottato nella progettazione di interventi che modifichino il funzionamento accertato della costruzione e, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di tipo strategico, per l'importanza sociale di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tali strutture.

Il concetto di tipologia, male si adatta a manufatti storici, che dovrebbero essere considerati come elementi unici della storia del costruire, per il modo con il quale sono stati concepiti, realizzati e si sono trasformati nel tempo. Tuttavia, nella maggior parte delle costruzioni storiche è possibile riconoscere caratteri ricorrenti e quindi può risultare utile utilizzare modelli semplificati per la valutazione della sicurezza sismica.

4.2.2 Modello di valutazione a livello territoriale - LV1

Per ottenere un'indicazione iniziale del livello di vulnerabilità nello stato attuale dell'intero manufatto, si è sviluppato preliminarmente un'analisi secondo il livello di valutazione LV1. L'utilizzo di tale livello di analisi, sebbene risulti principalmente idoneo per lo studio della vulnerabilità a scala territoriale, consente di ottenere una preliminare valutazione della vulnerabilità globale del manufatto attraverso una stima dell'accelerazione al suolo e del periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dei diversi stati limite. In particolare l'analisi è stata sviluppata attraverso l'applicazione del modello semplificato proposto dalle Linee Guida per la tipologia *"Palazzi, ville e altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi"*.

Tale modello consente di ottenere una valutazione quantitativa del periodo di ritorno cui corrisponde il raggiungimento dello SLV, e della relativa accelerazione di picco al suolo, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano, nell'ambito di un comportamento globale del manufatto. Le Linee guida prevedono in ogni caso che, se si riconoscono specifiche vulnerabilità nei confronti di eventuali meccanismi di collasso, ad esempio la mancanza di collegamento tra le pareti, si dovrà confrontare l'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo corrispondente, con quella ottenuta con il modello semplificato globale.

Con riferimento alla condizione che porta al raggiungimento della SLV, è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico, sulla base della seguente equazione:

$$S_{e,SLV} = \frac{qF_{SLV}}{e^*M}$$

Dove:

- F_{SLV} è la resistenza al taglio dell'edificio.
- q è il coefficiente di struttura, per il quale sulla base delle NTC e della relativa Circolare, può essere assunto un valore compreso tra 3 e 3,6 per edifici con un numero di piani maggiore o uguale a due e regolari in elevazione, mentre negli altri casi deve essere compreso tra 2,25 e 2,8; si osserva che i palazzi tutelati, sono spesso caratterizzati da buona qualità costruttiva, che giustifica l'assunzione dei valori proposti dalle NTC, ma nel caso di edifici caratterizzati da un meccanismo di collasso nei maschi murari, con fasce di piano rigide e resistenti, è opportuno attribuire al coefficiente di struttura i valori più bassi tra quelli citati.

- M è la massa sismica totale.
- e^* è la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrazione.

In base al valore dell'ordinata dello spettro di risposta, si determina il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice delle NTC, relativi ai nove tempi di ritorno, ivi riportati. Al tempo di ritorno T_{SLV} , così valutato, sono associati i valori di a_g , F_0 , T_C^* , attraverso i quali sono definiti i parametri dello spettro. Il valore dell'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo può, quindi, essere calcolato come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1) T_1}{SF_0 T_C} & T_C \leq T_1 < T_D \end{cases}$$

Dove:

- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura.
- T_B , T_C , T_D sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta, definito al punto 3.2.3.2 delle NTC.
- $S = S_5 S_T = 1.394$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni tipografiche, $S_5 = 1.394$ e $S_T = 1.00$.

4.2.2.1 Dati iniziali

Prima di procedere con la definizione dei parametri sismici dello stato di fatto, è opportuno definire la vita nominale dell'opera, cioè il numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

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

Si procede definendo la classe d'uso del manufatto, secondo la suddivisione della nuove Norme tecniche per le costruzioni:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

Per il manufatto oggetto di studio sono stati utilizzati i seguenti coefficienti:

- $V_N \geq 50$ anni.
- $C_U = 1,5$.

Si riportano nelle seguenti tabelle i dati relativi all'oggetto di studio.

Comune	Ozzano dell'Emilia
Latitudine	44.4243°
Longitudine	11.4848°
Classe d'uso	III
Vita nominale	50 anni
Tipologia strutturale	Struttura in muratura
Categoria sottosuolo	C
Amplificazione topografica	T1
Duttilità	Bassa

Stato limite	Tr (anni)	a_g (m/s ²)	F_0	T^*_c (s)
Operatività (SLO)	45	0.071	2.440	0.268
Danno (SLD)	75	0.089	2.434	0.276
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.210	2.430	0.306
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.260	2.479	0.319
Periodo di riferimento per l'azione sismica	75			

4.2.2.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza - F_C

Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttive, meccaniche e sul terreno e le fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza F_C , compreso tra 1 e 1.35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica o della vita nominale dell'edificio. Esso può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza F_{Ck} , sulla base dei coefficienti numerici riportati nella tabella seguente, i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto. Il fattore di confidenza, viene poi calcolato tramite la formula:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Rilievo geometrico	Identificazione delle specialità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
Rilievo geometrico completo $F_{C1}=0.05$	Restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2}=0.12$	Parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3}=0.12$	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4}=0.06$
Rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1}=0.00$	Restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale, fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storigrafiche); b)	Limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3}=0.06$	Disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4}=0.03$

	esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2}=0.06$		
	Restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondante su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{C2}=0.00$	Estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3}=0.00$	Estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4}=0.00$

Nel nostro caso risulta:

$$F_C = 1 + 0.00 + 0.06 + 0.12 + 0.03 = 1.21$$

4.2.2.3 Coefficiente di struttura - q

Nel caso in esame, si considera un coefficiente di struttura $q=3.00$, valore minimo indicato dal DPCM 09/02/2011 al paragrafo 5.4.2, per edifici con un numero di piani maggiore o uguale a due e regolari in elevazione.

4.2.2.4 Resistenza a taglio dell'edificio - $F_{e,SLV}$

La resistenza a taglio dell'edificio viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo le due direzioni perpendicolari, scelte in genere secondo gli assi prevalenti dei muri portanti, prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione. Il modello consiste nel considerare, per ciascuna direzione, i pannelli murari portanti verticali e nell'ipotizzare che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunge un'opportuna quota parte della resistenza a taglio del materiale muratura.

Considerando, a titolo di esempio, la direzione x ed un generico piano i dell'edificio, la resistenza a taglio si calcola tramite la formula:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi} K_i}$$

In cui:

- μ_i è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, che può essere valutato tramite la formula:

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2}} \geq 0.8$$

Dove: - N_{mxi} è il numero di maschi murari in direzione x del piano i;

- $A_{xi,j}$ è l'area del generico maschio in direzione x al piano i.

MURI PIANO INTERRATO								
Lunghezza x (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)		Lunghezza y (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
3.61	0.56	2.02	4.09		3.93	0.56	2.20	4.84
3.61	0.72	2.60	6.76		2.91	0.63	1.83	3.36
3.29	0.62	2.04	4.16		1.80	0.60	1.08	1.17
3.43	0.62	2.13	4.52		2.96	0.78	2.31	5.33
1.50	0.62	0.93	0.86		4.74	0.78	3.70	13.67
1.30	0.62	0.81	0.65		2.68	0.78	2.09	4.37

1.32	0.62	0.82	0.67
3.71	0.46	1.71	2.91
0.63	0.34	0.21	0.05
0.74	0.34	0.25	0.06
0.88	0.32	0.28	0.08
2.04	0.32	0.65	0.43
5.78	0.87	5.03	25.29
2.22	1.60	3.55	12.62
3.53	0.69	2.44	5.93
1.84	0.62	1.14	1.30
3.16	0.62	1.96	3.84
0.38	0.38	0.14	0.02
1.01	0.38	0.38	0.15
1.07	0.69	0.74	0.55
8.28	0.77	6.38	40.65
2.02	0.77	1.56	2.42
1.86	0.82	1.53	2.33
3.30	0.82	2.71	7.32
0.24	0.35	0.08	0.01
1.25	0.35	0.44	0.19
1.08	0.71	0.77	0.59
1.38	0.62	0.86	0.73
1.01	0.62	0.63	0.39
5.26	0.79	4.16	17.27
3.84	0.79	3.03	9.20
3.78	0.76	2.87	8.25
1.07	0.67	0.72	0.51
1.46	0.57	0.83	0.69
1.31	0.65	0.85	0.73
1.31	0.62	0.81	0.66

4.18	0.81	3.39	11.46
3.93	0.56	2.20	4.84
4.18	0.48	2.01	4.03
0.75	0.48	0.36	0.13
1.87	0.52	0.97	0.95
2.49	0.52	1.29	1.68
2.50	0.42	1.05	1.10
2.03	0.42	0.85	0.73
4.65	0.45	2.09	4.38
0.83	0.48	0.40	0.16
2.54	0.50	1.27	1.61
2.16	0.50	1.08	1.17
0.84	0.37	0.31	0.10
0.58	0.37	0.21	0.05
4.41	0.46	2.03	4.12
4.40	0.64	2.82	7.93
1.27	0.57	0.72	0.52
8.31	0.63	5.24	27.41
2.47	0.63	1.56	2.42
5.84	0.56	3.27	10.70

MURI PIANO TERRA							
Lunghezza x (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)	Lunghezza y (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.23	0.46	0.57	0.32	0.95	0.46	0.44	0.19
1.15	0.39	0.45	0.20	0.99	0.46	0.46	0.21
1.23	0.46	0.57	0.32	0.76	0.46	0.35	0.12
0.48	0.30	0.14	0.02	1.65	0.46	0.76	0.58
1.04	0.46	0.48	0.23	0.39	0.46	0.18	0.03
4.67	0.46	2.15	4.61	1.58	0.40	0.63	0.40
1.42	0.46	0.65	0.43	1.58	0.40	0.63	0.40
1.50	0.16	0.24	0.06	0.43	0.46	0.20	0.04
1.28	0.46	0.59	0.35	1.65	0.46	0.76	0.58
1.31	0.46	0.60	0.36	0.80	0.46	0.37	0.14
2.13	0.46	0.98	0.96	1.05	0.46	0.48	0.23
0.56	0.46	0.26	0.07	0.99	0.46	0.46	0.21
2.72	0.32	0.87	0.76	2.33	0.46	1.07	1.15
0.59	0.32	0.19	0.04	0.74	0.46	0.34	0.12
2.11	0.32	0.68	0.46	3.85	0.46	1.77	3.14
6.22	0.32	1.99	3.96	6.08	0.46	2.80	7.82
6.68	0.32	2.14	4.57	4.97	0.60	2.98	8.89
2.24	0.32	0.72	0.51	0.54	0.60	0.32	0.10
2.11	0.32	0.68	0.46	6.16	0.33	2.03	4.13
6.22	0.32	1.99	3.96	0.65	0.46	0.30	0.09

6.68	0.32	2.14	4.57
2.24	0.32	0.72	0.51
0.48	0.32	0.15	0.02
1.07	0.46	0.49	0.24
6.15	0.46	2.83	8.00
0.84	0.46	0.39	0.15
1.65	0.46	0.76	0.58
4.39	0.46	1.97	3.89
1.14	0.46	0.52	0.27
1.23	0.46	0.57	0.32
1.15	0.39	0.45	0.20
1.23	0.46	0.57	0.32

3.26	0.46	1.50	2.25
0.78	0.22	0.17	0.03
0.47	0.46	0.22	0.05
1.00	0.46	0.46	0.21
4.41	0.46	2.03	4.12
2.46	0.46	1.13	1.28
1.27	0.46	0.58	0.34
0.58	0.46	0.27	0.07
1.58	0.40	0.63	0.40
1.96	0.40	0.78	0.61
4.22	0.46	1.94	3.77

MURI PIANO AMMEZZATO

Lunghezza x (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.23	0.36	0.44	0.20
1.15	0.29	0.33	0.11
1.23	0.36	0.44	0.20
1.35	0.30	0.41	0.16
4.98	0.30	1.49	2.23
4.61	0.30	1.38	1.91
3.29	0.30	0.99	0.97
0.42	0.46	0.19	0.04
1.30	0.15	0.20	0.04
0.65	0.46	0.30	0.09
0.56	0.46	0.26	0.07
2.70	0.32	0.86	0.75
0.56	0.32	0.18	0.03
21.22	0.32	6.79	46.11
21.22	0.32	6.79	46.11
0.75	0.38	0.29	0.08
0.73	0.36	0.26	0.07
1.33	0.36	0.48	0.23
4.84	0.30	1.45	2.11
3.00	0.30	0.90	0.81
3.36	0.30	1.01	1.02
1.24	0.46	0.57	0.33
1.19	0.46	0.55	0.30
1.23	0.36	0.44	0.20
1.15	0.29	0.33	0.11
1.23	0.36	0.44	0.20

Lunghezza y (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.07	0.40	0.43	0.18
1.11	0.40	0.44	0.20
0.92	0.30	0.28	0.08
1.96	0.30	0.59	0.35
0.17	0.30	0.05	0.00
6.07	0.40	2.43	5.90
0.21	0.30	0.06	0.00
1.96	0.30	0.59	0.35
1.02	0.30	0.31	0.09
1.17	0.40	0.47	0.22
1.11	0.40	0.44	0.20
3.61	0.34	1.23	1.51
3.69	0.34	1.25	1.57
0.70	0.39	0.27	0.07
4.53	0.39	1.77	3.12
0.60	0.33	0.20	0.04
4.65	0.33	1.53	2.35
0.92	0.34	0.31	0.10
3.17	0.34	1.08	1.16
0.44	0.34	0.15	0.02
0.60	0.33	0.20	0.04
4.86	0.33	1.60	2.57
0.87	0.46	0.40	0.16
0.72	0.17	0.12	0.01
4.55	0.46	2.09	4.38
5.69	0.40	2.28	5.18
5.84	0.30	1.75	3.07

MURI PIANO PRIMO

Lunghezza x (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.23	0.36	0.44	0.20
1.15	0.29	0.33	0.11
1.23	0.36	0.44	0.20
1.42	0.30	0.43	0.18
4.83	0.30	1.45	2.10
3.55	0.30	1.07	1.13

Lunghezza y (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.07	0.40	0.43	0.18
1.11	0.40	0.44	0.20
0.92	0.30	0.28	0.08
1.96	0.30	0.59	0.35
0.17	0.30	0.05	0.00
2.10	0.40	0.84	0.71

4.13	0.30	1.24	1.54
0.84	0.15	0.13	0.02
0.64	0.30	0.19	0.02
0.49	0.32	0.16	0.02
1.47	0.32	0.47	0.22
0.56	0.32	0.18	0.03
2.17	0.32	0.69	0.48
2.82	0.32	0.90	0.81
6.01	0.32	1.92	3.70
2.80	0.32	0.90	0.80
0.39	0.22	0.09	0.01
2.22	0.32	0.71	0.50
2.17	0.32	0.69	0.48
2.82	0.32	0.90	0.81
6.01	0.32	1.92	3.70
2.80	0.32	0.90	0.80
2.22	0.32	0.71	0.50
0.78	0.38	0.30	0.09
0.67	0.36	0.24	0.06
1.33	0.36	0.48	0.23
4.49	0.30	1.35	1.81
2.92	0.30	0.88	0.77
4.75	0.30	1.43	2.03
1.42	0.30	0.43	0.18
1.23	0.36	0.44	0.20
1.15	0.29	0.33	0.11
1.23	0.36	0.44	0.20

2.10	0.40	0.84	0.71
0.21	0.30	0.06	0.00
1.96	0.30	0.59	0.35
1.02	0.30	0.31	0.09
1.17	0.40	0.47	0.22
1.11	0.40	0.44	0.20
3.61	0.34	1.23	1.51
3.69	0.34	1.25	1.57
6.16	0.17	1.05	1.10
6.16	0.17	1.05	1.10
6.08	0.34	2.07	4.27
6.16	0.33	2.03	4.13
0.92	0.30	0.28	0.08
0.56	0.30	0.17	0.03
1.20	0.30	0.36	0.13
0.09	0.30	0.03	0.00
2.10	0.40	0.84	0.71
2.10	0.40	0.84	0.71
0.13	0.30	0.04	0.00
2.22	0.30	0.67	0.44
0.77	0.30	0.23	0.05

μ	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
N_{mxi}	36	32	26	33
N_{mvi}	26	31	27	27
$\sum A_{xi,j}^2$	166.87	41.91	104.46	24.07
$\sum A_{vi,j}^2$	118.21	41.69	32.93	18.90
A_{xi}^2	3368.42	810.54	771.75	501.50
A_{vi}^2	21.46.46	731.23	498.35	304.83
$\sqrt{\text{lungo } x}$	0.885	0.806	1.587	0.764
$\sqrt{\text{lungo } y}$	0.657	0.876	0.885	0.821
μ_{xi}	0.823	0.839	0.683	0.847
μ_{yi}	0.869	0.825	0.823	0.836

- ξ_{xi} è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista in prevalenza nei maschi murari dell'i-esimo piano; esso vale 1 nel caso di collasso per taglio, mentre può essere assunto pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione (maschi snelli, poco caricati verticalmente o in presenza di fasce deboli).
Nel nostro caso si ha $\xi_{xi} = 1$.
- ζ_{xi} è un coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie di piano nelle pareti disposte in direzione x; esso vale 1 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi murari verticali), mentre può assumere un valore minore (fino a 0.8) nel caso di fasce deboli, non in grado di bloccare la rotazione all'estremità dei maschi murari.
Nel nostro caso si ha $\zeta_{xi} = 1$.
- A_{xi} è l'area resistente a taglio dei muri dell'i-esimo piano, posti secondo la direzione x, riportata nelle tabelle precedenti.

- τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i. Si calcola tramite la formula:

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: - τ_{0d} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura (valutato tenendo conto del valore di confidenza F_C);

- σ_{0i} è la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri all'i-esimo piano (valutata tenendo conto del valore di confidenza F_C).

Tali valori sono stati presi dalla tabella C.8.A.2.1 della Circolare 617 del 02/02/2009, riportata in seguito. Nel nostro caso, sono stati presi i valori minimi relativi alla muratura in mattoni pieni e malta di calce, e sono stati divisi per il fattore di conoscenza F_C , relativo al livello di conoscenza dell'edificio.

Tipologia di muratura	σ_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (KN/m ³)
	Min - Max	Min - Max	Min - Max	Min - Max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2.0 3.2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3.5 5.1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco di buona tessitura	260 380	5.6 7.4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2.8 4.2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9.0 12.0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6.0 9.2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	500 800	24.0 32.0	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30.0 40.0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10.0 13.0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9.5 12.5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18.0 24.0	2400 3520	600 880	14

Quindi, nel nostro caso risulta:

- $\sigma_{0i} = 198.35 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_{0d} = 4.96 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}} = 26.08 \text{ N/cm}^2$

- β_{xi} è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i-esimo, associato all'eccentricità e_{yi} , del centro delle rigidzze (C) rispetto al baricentro delle masse (G), ed alla distanza d_{yi} , tra il baricentro delle rigidzze (C) e la parete in direzione x più esterna. Si calcola quindi con tale formula:

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25$$

β	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
e_{vi}	0.05	-0.01	-0.25	-0.45
e_{xi}	-0.20	-0.32	-0.66	-1.06
d_{vi}	12.48	11.99	11.59	12.13
d_{xi}	12.26	12.52	12.23	12.31
β_{xi}	1.01	1.00	0.96	0.93
β_{yi}	0.97	0.95	0.89	0.83

- K_i è il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i-esimo e la forza sismica totale. Si calcola quindi tramite la formula:

$$K_i = \frac{\sum_i^N j}{\sum_i^N j}$$

K	
Piano Interrato	1.000
Piano Terra	0.645
Piano Ammezzato	0.400
Piano Primo	0.222

Si può quindi calcolare la resistenza a taglio in ogni piano della costruzione, rispetto agli assi x e y.

	Piano interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
$F_{SLV,xi}$ (N)	1235914.68	968319.84	1515808.00	2410212.80
$F_{SLV,yi}$ (N)	1084991.50	951425.59	1344883.85	2074623.57

	Piano interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
$F_{SLV,xi}$ (kg)	123591.47	96831.98	151580.80	241021.28
$F_{SLV,yi}$ (kg)	108499.15	95142.56	134488.38	207462.36

4.2.2.5 Massa sismica - M

La massa sismica M, da considerare per la valutazione dell'azione sismica, allo stato limite ultimo, è quella associata ai carichi gravitazionali e calcolata tramite la formula:

$$M = \frac{(G_k + \sum_1^N \psi_{2j} Q_{kj})}{g}$$

Dove:

- G_k sono i carichi permanenti, al loro valore caratteristico, computati sull'intero edificio;
- Q_{kj} sono i carichi variabili accidentali, al loro valore caratteristico, al piano j-esimo;
- g è l'accelerazione di gravità;
- ψ_{2j} è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che i carichi variabili al piano j-esimo siano presenti in occasione del sisma;
- N è il numero dei piani.

Nell'analisi dei carichi permanenti relativi ai solaio, si è scelto di non utilizzare l'analisi basata sui carichi effettivi corrispondenti all'attuale stratigrafia del solaio, cioè solo i carichi permanenti strutturali, visto che i solai della villa, dopo i lavori eseguiti nel 1994-95, sono stati lasciati allo stato grezzo, senza massetto degli impianti e pavimento; ma si è scelto di utilizzare l'analisi dei carichi, opportunamente riguardata e corretta, trovata all'interno della relazione di calcolo, fatta per i lavori del 1994-95, in cui venivano considerati anche il massetto degli impianti e il pavimento. Questa scelta è stata fatta sia perché al tempo le strutture erano state calcolate per sostenere anche questi pesi aggiuntivi, ma soprattutto perché dovendo fare dei lavori di

miglioramento sismico, non considerare questi pesi aggiuntivi , penalizzerebbe la valutazione LV1 dello stato post-intervento, visto che si andrebbero ad aumentare i carichi portati dai solai, andando così a trovare un indice di sicurezza sismica, molto minore rispetto a quello trovato nella valutazione LV1 pre-intervento, con la difficoltà e la quasi impossibilità di raggiungere il livello di miglioramento richiesto per legge.

Si riporta quindi l'analisi dei carichi dei vari pacchetti strutturali dei solai.

- Solaio voltato, posizionato tra il piano interrato e il piano terra:
 - Pesi strutturali:
 - Volta in mattoni pieni.....350 kg/m²;
 - Soletta in C.C.A., spessore 4cm.....100 kg/m².
 - Pesi non strutturali:
 - Massetto impianti, spessore 7cm.....60 kg/m²;
 - Pavimento, spessore 4cm.....80 kg/m²;
 - Muri tramezzi.....80 kg/m².
- Solaio in legno a doppia orditura:
 - Pesi strutturali:
 - Travi e travetti in legno.....55 kg/m²;
 - Tavolato immaschiato, spessore 4cm.....24 kg/m²;
 - Soletta in C.C.A., spessore 4cm.....100 kg/m².
 - Pesi non strutturali:
 - Massetto impianti, spessore 7cm.....60 kg/m²;
 - Pavimento, spessore 4cm.....80 kg/m²;
 - Muri tramezzi.....80 kg/m².
- Controsoffitto in volte autoportanti:
 - Pesi non strutturali:
 - Volta in gesso e cannucciato, sorretta da una centina in legno.....50 kg/m².
- Tetto con struttura in legno:
 - Pesi strutturali:
 - Struttura portante in legno (capriate, terzere, diagonali, travetti, ecc.).....65 kg/m²;
 - Doppio tavolato immaschiato con ventilazione, spessore 3+4+3cm.....40 kg/m²;
 - Pesi non strutturali:
 - Coppi in laterizio.....80 kg/m².
- Scala in C.C.A.:
 - Pesi strutturali:
 - Soletta in C.C.A., spessore 20cm.....500 kg/m²;
 - Pesi non strutturali:
 - Gradini e rivestimento.....200 kg/m².

Sulla base di queste analisi dei carichi è stata calcolata la massa sismica M dell'intero edificio. Se ne riporta una tabella riassuntiva.

MASSA SISMICA							
	Livelli	Carichi	kg/m ²	Volume (m ³) Area (m ²)	kg	N	ψ_{2j}
Muratura	Piano Interrato		1800	344.41	619945.92	6199459.20	
	Piano Terra		1800	268.12	482614.37	4826143.70	
	Piano Ammezzato		1800	153.82	276875.81	2768758.10	
	Piano Primo		1800	235.14	423246.29	4232462.90	
Solai	Piano Interrato	Permanenti	670.00	328.00	219760.00	2197600.00	
		Variabili (C2)	400.00	328.00	131200.00	1312000.00	0.60
	Piano Terra	Permanenti	399.00	195.00	77805.00	778050.00	
		Variabili (C2)	400.00	195.00	78000.00	780000.00	0.60
	Piano Ammezzato	Permanenti	399.00	305.00	121695.00	1216950.00	
		Variabili (C2)	400.00	305.00	122000.00	1220000.00	0.60
	Piano Primo	Permanenti	185.00	511.00	94535.00	945350.00	
		Permanenti (volte)	50.00	220.00	11000.00	110000.00	
		Variabili (neve)	120.00	511.00	61320.00	613200.00	0.00
	Scale	Piano Interrato	Permanenti	700.00	10.00	7000.00	70000.00
Variabili (C2)			400.00	10.00	4000.00	40000.00	0.60
Piano Terra		Permanenti	700.00	35.00	24500.00	245000.00	
		Variabili (C2)	400.00	35.00	14000.00	140000.00	0.60
Piano Ammezzato		Permanenti	700.00	36.00	25200.00	252000.00	
		Variabili (C2)	400.00	36.00	14400.00	144000.00	0.60
Massa sismica totale					2602337.40	26023374.00	

4.2.2.6 Frazione di massa partecipante al moto dinamico - e^*

Nel caso in cui non venga definito con precisione il modo di collasso, è possibile assumere una forma modulare triangolare, cui corrisponde la formula per calcolare la frazione di massa partecipante al moto dinamico, che nel nostro caso risulta:

$$e^* = 0.75 + 0.25N^{-0.75} = 0.8384$$

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive dei valori calcolati fino ad ora, dividendo la direzione x dalla direzione y.

DIREZIONE X					
grandezza	unità di misura	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
q	-	3.00			
μ	-	0.823	0.839	0.683	0.847
ξ	-	1.00			
ζ	-	1.00			
σ	N/ m ²	1983500			
τ	N/ m ²	49600			
A_{xi}	m ²	58.04	28.47	27.78	22.39
G	m	23.39	24.00	24.75	24.60
C	m	23.19	23.68	24.08	23.54
β	-	1.01	1.00	0.96	0.93
K	-	1.00	0.645	0.400	0.222
F _{SLV}	N	1235914.68	968319.84	1515808.00	2410212.80
e^*	-	0.8384			
M	N	26023374.00			

DIREZIONE Y					
grandezza	unità di misura	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
q	-	3.00			
μ	-	0.869	0.825	0.823	0.836
ξ	-	1.00			
ζ	-	1.00			
σ	N/ m ²	1983500			
τ	N/ m ²	49600			
A _{vi}	m ²	46.33	27.04	22.32	17.46
G	m	15.21	15.53	15.48	15.76
C	m	15.26	15.52	15.23	15.31
β	-	0.97	0.95	0.89	0.83
K	-	1.00	0.645	0.400	0.222
F _{SLV}	N	1084991.50	951425.59	1344883.85	2074623.57
e*	-	0.8384			
M	N	26023374.00			

4.2.2.7 Spettro di risposta elastica - S_{e,SLV}

Si riportano nella seguente tabella i valori della risposta elastica calcolata per il nostro caso, evidenziando il valore che individua il piano e la direzione di minor resistenza.

Spettro di risposta elastica S _{e,SLV}						
Piano	Direzione	q	F _{SLV} (N)	e*	M (N)	S _{e,SLV}
Piano Interrato	x	3.00	1235914.68	0.8384	26023374.00	1.6671
	y	3.00	1084991.50	0.8384	26023374.00	1.4636
Piano Terra	x	3.00	968319.84	0.8384	26023374.00	1.3062
	y	3.00	951425.59	0.8384	26023374.00	1.2834
Piano Ammezzato	x	3.00	1515808.00	0.8384	26023374.00	2.0447
	y	3.00	1344883.85	0.8384	26023374.00	1.8141
Piano Primo	x	3.00	2410212.80	0.8384	26023374.00	3.2511
	y	3.00	2074623.57	0.8384	26023374.00	2.7985

4.2.2.8 Accelerazioni al suolo - a_{SLV}

Si riportano nella seguente tabella i valori di T₁ (periodo fondamentale di vibrazione), T_B, T_C, T_D (periodi caratteristici dello spettro di risposta, definiti al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC 2008). Per il calcolo del periodo T₁ è stata usata la seguente formula 7.3.5 delle NTC 2008:

$$T_1 = C_1 * H^{\frac{3}{4}} = 0.050 * 17.12^{\frac{3}{4}} = 0.421 s$$

Dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione; mentre C₁ è un coefficiente che tiene conto del tipo di struttura portante che caratterizza l'edificio e vale 0.085 per costruzione con struttura a telaio in acciaio, 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in C.C.A. e 0.050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura portante.

T ₁ (s)	0.421
T _C (s)	0.475
T _B (s)	0.158
T _D (s)	2.440

Poiché T_B ≤ T₁ ≤ T_C, per il calcolo dell'accelerazione al suolo a_{SLV} si utilizza la formula sottostante e nel nostro caso risulta essere:

$$a_{SLV} = \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} = \frac{1.2834 * 0.421}{1.394 * 2.43} = 0.159 \frac{m}{s^2}$$

4.2.2.9 Conclusioni

Confrontando l'accelerazione trovata $a_{SLV}=0.159 \text{ m/s}^2$ con quella caratteristica del sito, riportata nella tabella, $a_g=0.210 \text{ m/s}^2$, si nota che l'accelerazione trovata è minore, perciò il manufatto non è in grado di sopportare l'azione sismica di riferimento del sito.

Calcolandosi però il rispettivo indice di sicurezza sismico $I_{S,SLV}=0.759$, si può notare che è un indice molto alto, infatti da normativa NTC 2008, l'indice di sicurezza sismica minimo che deve essere raggiunto in caso di "miglioramento" riservato agli immobili storici e tutelati è $I_S=0.60$.

Quindi in fase di valutazione LV1 dello stato post-intervento, bisognerà solo evitare di non scendere sotto l'indice di sicurezza sismico calcolato per lo stato pre-intervento.

4.3 Cinematismi di collasso

4.3.1 Schede CINE

Le schede CINE, Condizioni d'Instabilità Negli Edifici, proposte da ReLUIS, esemplificano e sintetizzano gli aspetti significativi dell'analisi dei cinematismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e permettono di eseguire delle verifiche locali, utili soprattutto nei casi in cui la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi, meccanismi locali.

Nei capitoli precedenti sono state analizzate le condizioni che possono portare all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi le condizioni per cui risulta utile effettuare analisi cinematiche.

Vengono proposte 4 schede principali, relative ciascuna ad ognuno dei raggruppamenti dei meccanismi di collasso locali che interessano il nostro caso di studio, ed ulteriori schede ridotte riferite ai casi specifici distinti all'interno di ciascun raggruppamento e per i quali si riportano le formulazioni e gli schemi di analisi. Le quattro schede principali riguardano i meccanismi di:

- 1) ribaltamento semplice;
- 2) ribaltamento composto - ribaltamento del cantonale;
- 3) flessione verticale;
- 4) flessione orizzontale.

Si analizzano brevemente i cinematismi di collasso proposti, che andranno poi usati per l'analisi del manufatto in esame.

4.3.1.1 Ribaltamento semplice di parete.

Il ribaltamento semplice di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma, rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose. Questa si schematizza come una rotazione rigida di porzioni di pareti attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base ed attivata da sollecitazioni fuori dal piano.

Tale situazione si verifica quando il muro investito dall'azione sismica, risulta libero in sommità e non ammorsato alle pareti ad esso ortogonali. Anche se queste ultime hanno una qualità insoddisfacente, il collasso si manifesta per primo nella parete normale all'azione sismica. Le condizioni di vincolo, che rendono possibile questo meccanismo, sono quindi l'assenza di connessione nel martello murario ed assenza di dispositivi di collegamento, come cordoli o catene, in testa alla tesa ribaltate.

Se l'edificio ha subito l'azione di un sisma, questo tipo di meccanismo è facilmente individuabile da lesioni verticali presenti in corrispondenza dell'incrocio tra la tesa ribaltate e le pareti ad esse ortogonali, fuori piombo e dall'avvenuto sfilamento delle travi dei solai dal muro.

Il ribaltamento semplice di porzioni di muratura, può riguardare diverse geometrie delle pareti in esame, in relazione ad un quadro fessurativo rilevato o alla presenza di aperture nel muro che ne influenzano la progressione. Può interessare uno solo o più piani dell'edificio, relativamente alla modalità di connessione tra i solai e le murature ai vari livelli della struttura. In questi casi occorre considerare la possibilità che il ribaltamento possa coinvolgere diversi livelli della parete; bisogna quindi valutare il moltiplicatore di collasso per differenti posizioni della cerniera cilindrica.

Si osserva inoltre che a volte gli edifici di antica realizzazione presentano strutture murarie costituite da due cortine separate, il caso limite è rappresentato dalle muratura a sacco; in questi

casi il meccanismo di ribaltamento può interessare la sola cortina esterna, con presumibile riduzione del moltiplicatore di collasso, che deve essere quindi opportunamente valutato.

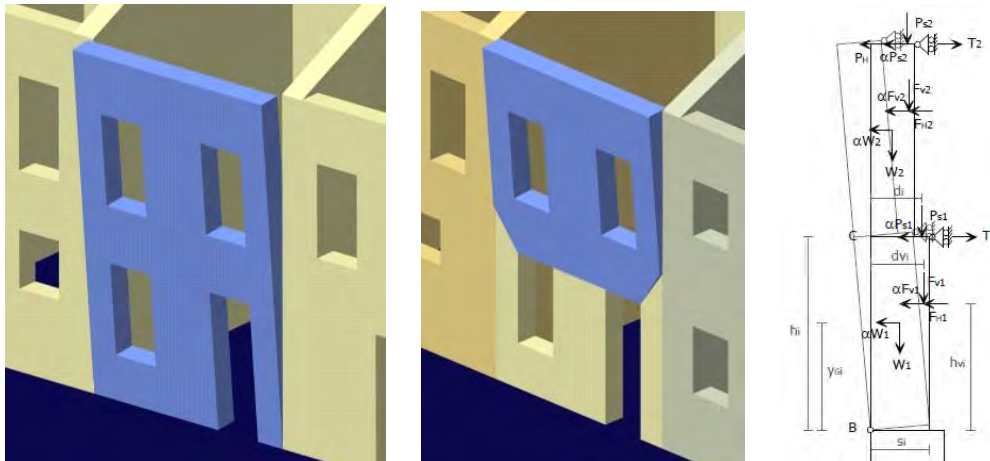


Figura 154-155-156: Schema del meccanismo di danno del ribaltamento semplice di parete

Il problema può venire formulato distinguendo edifici con pareti a comportamento monolitico ed a doppia cortina, e considerando in ogni caso la possibilità che il meccanismo di ribaltamento coinvolga uno più piani dell'edificio, in relazione alle condizioni di vincolo rilevate nei vari livelli.

Ribaltamento semplice di parete monolitica - parte alta

È questo il caso in cui l'assenza di trattenimento in testa alla tesa ribaltante riguarda soltanto l'ultimo livello dell'edificio, dove il ribaltamento dell'intera parete o di porzioni di essa può essere agevolato da una copertura spingente.

Ribaltamento semplice di parete monolitica - più piani

Si può attivare quando, in corrispondenza dei solai, che si presentano generalmente semplicemente appoggiati alle murature, l'edificio è privo di dispositivi in grado di contrastare il ribaltamento della parete di facciata su diversi livelli. In tal caso bisogna considerare la possibilità che la tesa muraria, sottoposta anche alla spinta esercitata dai solai, in condizioni sismiche, subisca il ribaltamento attorno a diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei diversi piani dell'edificio.

Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina

Negli edifici di antica costruzione, sono spesso presenti pareti di muratura che non garantiscono un comportamento monolitico, per l'assenza o la insufficienza di diafani di collegamento tra i due paramenti. Le cortine murarie possono arrivare ad avere comportamenti pressoché indipendenti, come nel caso limite della muratura a sacco con i due paramenti distanziati e lo spazio intermedio vuoto riempito con materiale sciolto e detriti vari. In questo caso, il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida del paramento esterno, rispetto ad assi, in prevalenza orizzontali, posti alla base della cortina, e che percorrono la struttura muraria, sollecitata da azioni fuori dal piano.

4.3.1.2 Ribaltamento composto

Per ribaltamento composto, si vuole qui indicare un insieme di situazioni in cui al ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica si accompagna il trascinarsi di una porzione di struttura muraria appartenente ad un'angolata libera oppure a pareti di spina.

In molti casi infatti, i martelli murari e le angolate, presentano connessione adeguate tra le murature che confluiscono in un nodo, tali da determinare il coinvolgimento di parti di esse nel ribaltamento. Affinché si possa prevedere un meccanismo di ribaltamento composto in un edificio integro, devono essersi condizioni caratterizzate dall'assenza di vincoli in sommità della parete ribaltante e dalla presenza di un efficace collegamento tra la parete investita dal sisma e quella ad essa ortogonale. Si tratta generalmente di murature costituite in uno stesso momento o

che hanno subito interventi di consolidamento che prevedono il collegamento dei pannelli murari ortogonali, ma in assenza di un efficace collegamento in testa alla parete ribaltante.

Inoltre, in relazione alla presenza di solai rigidi, si può definire una diversa configurazione del cuneo di distacco nella parete coinvolta nel ribaltamento. Nel caso in cui siano presenti solai tradizionali, privi di soletta armata, i meccanismi di ribaltamento della facciata è accompagnato generalmente dal distacco di un cuneo diagonale della parete ortogonale. Se invece i solai sono dotati di soletta rigida, il meccanismo di ribaltamento composto determina il trascinamento di un cuneo a doppia diagonale nella parete di controvento.

Quando l'edificio in esame ha già subito l'azione di un sisma, è possibile constatare il meccanismo di ribaltamento composto attraverso la lettura del dissesto rilevato, scritto da lesioni diagonali o a doppia diagonale sulle pareti di spina, con angolo di distacco differente a seconda della tipologia e della qualità muraria caratterizzante l'edificio stesso.

In effetti tale meccanismo, che rappresenta una variante del ribaltamento semplice, è fortemente influenzata anche dal tipo di muratura e dalla presenza di aperture nelle pareti di controvento, da cui dipendono in particolare le dimensioni e la configurazione del cuneo di distacco.

Per pareti di controvento prive di aperture, si può osservare che in generale l'angolo formato dalla diagonale del cuneo che ribalta con la verticale, aumenta all'aumentare della qualità muraria. In presenza di aperture in prossimità dell'intersezione tra i muri, invece, la forma e le dimensioni del cuneo di distacco sono determinate da queste.

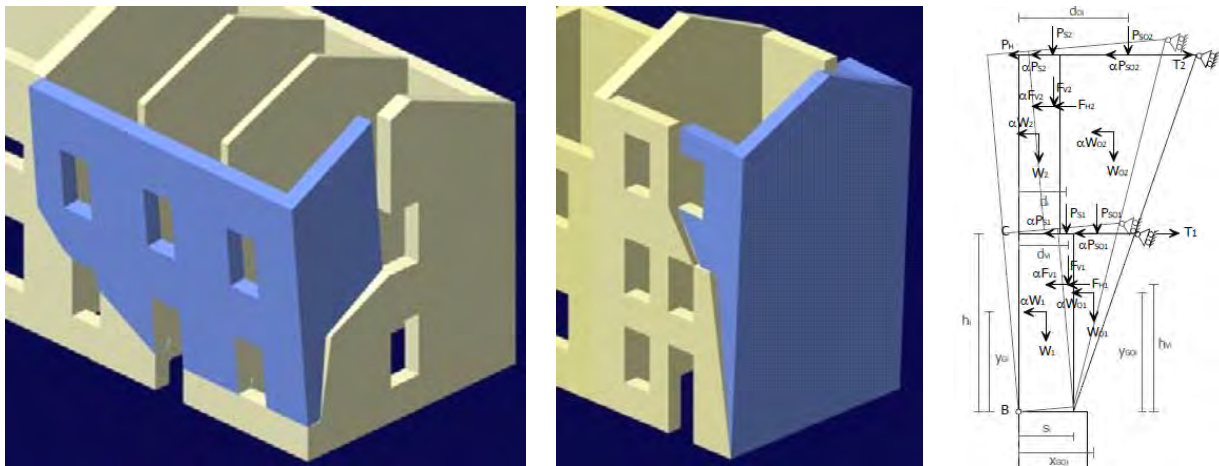


Figura 157-158-159: Schema del meccanismo di danno del ribaltamento composto

Il meccanismo di ribaltamento composto può interessare quindi diverse geometrie del macro elemento coinvolto nel cinematismo ai diversi piani dell'edificio, in relazione alla presenza di dispositivi di connessione ai vari livelli, ma riguarda generalmente murature a comportamento monolitico, poiché può attivarsi solo in pareti di buona qualità ed apparecchiatura.

Ribaltamento composto - ribaltamento del cantonale

Tra i meccanismi di ribaltamento composto, c'è anche quello che prevede il ribaltamento della parte alta del cantonale degli edifici, generalmente determinato dalla spinta dei puntoni dei tetti a padiglione. Il meccanismo, si manifesta attraverso la rotazione di un cuneo di distacco, delimitata da superfici di frattura nelle pareti concorrenti nell'angolo libero, attorno ad una cerniera posta alla base del cuneo. La configurazione del macro elemento, così determinatosi, è variabile in relazione alla qualità del materiale costituente le murature confluenti nel nodo, che condiziona l'inclinazione delle superfici di frattura, e alla presenza di aperture in prossimità del cantonale, che ne determina generalmente il coinvolgimento. Il fenomeno, che può quindi interessare diverse geometrie dei macro elementi coinvolti, in assenza di collegamenti efficaci alla quota dei solai, può anche estendersi ai piani sottostanti l'ultimo livello dell'edificio.

Il meccanismo di ribaltamento del cantonale è quindi determinato dall'assenza di trattenimento in testa alle pareti ortogonali ed è agevolata dalla presenza di coperture spingenti, specie di puntoni che poggiano sull'angolare, oltre che da strutture murarie di cattivo fattura.

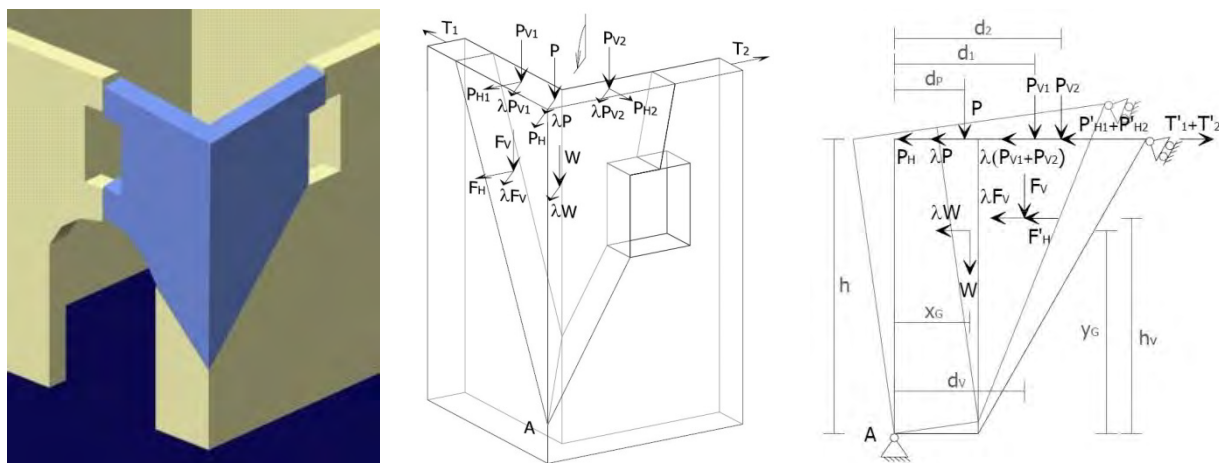


Figura 160-161-162: Schema del meccanismo di danno del ribaltamento del cantonale

4.3.1.3 Flessione verticale

Una situazione piuttosto comune negli edifici in muratura, è rappresentata da una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale.

Infatti la struttura muraria, costruita per sovrapposizione di elementi lapidei e laterizi vincolati da semplice contatto o da una malta con scarsa resistenza trazione, sopporta gli sforzi di flessione indotti dalle azioni ortogonali al suo piano, solo se lo sforzo normale mantiene la risultante interna alla sezione trasversale. In caso contrario si forma, in quel punto, una cerniera cilindrica orizzontale, attorno alla quale, ruotano reciprocamente i due blocchi formatesi nella muratura ed è consentito l'innesco del cinematismo per pressione verticale della parete.

Tale meccanismo può quindi verificarsi in presenza di un trattenimento in testa alla tesa muraria, dovuta ad esempio a tiranti metallici, ad ancoraggi alle testate di travi lignee o a cordoli e solette in C.C.A. ben ammortati alla muratura, ed è favorito da una qualità scadente della stessa, specie se è realizzata a sacco, che la rende instabile, nonché da spinte orizzontali localizzate determinate ad esempio dalla presenza di archi, volte o solai intermedi non trattenuti.

In un edificio già danneggiato dal terremoto, il meccanismo è segnalato da spiancamenti e fuori piombo della parete, talvolta accompagnati dallo sfilamento delle travi del solaio che insiste sulla stessa. In ogni caso, l'instaurarsi dell'arco verticale, che precede l'attivazione del meccanismo, richiede la presenza di efficace vincoli orizzontali sopra e sotto il tratto di parete interessato.

Il meccanismo di flessioni verticale di una parete, può quindi interessare uno più piani dell'edificio, in relazione alla presenza di vincoli agli orizzontamenti, diverse geometrie di macro elementi, determinate dalla presenza di aperture o spinte localizzate, ed uno o entrambi i paramenti, nel caso di strutture murarie a doppia cortina. In particolare nel caso di mura sacco, il materiale di riempimento interno, per effetto della sovrappressione, può causare l'instabilità del paramento esterno, soprattutto quando il solo paramento interno è collegato ai solai.

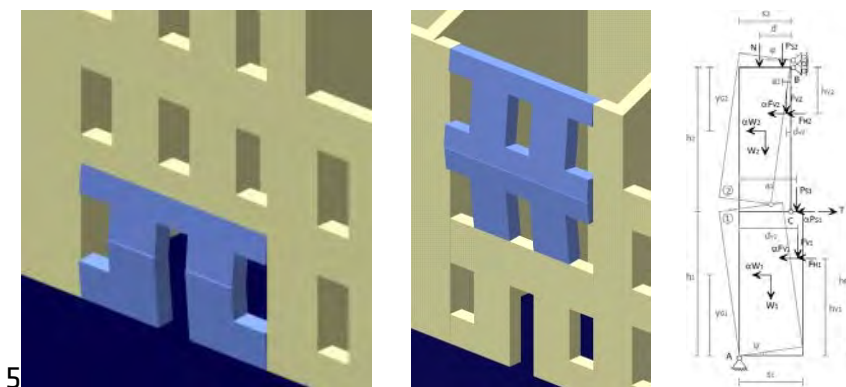


Figura 163-164-165: Schema del meccanismo di danno della flessione verticale

4.3.1.4 Flessione orizzontale

In presenza di pannelli murari efficacemente vincolati alle pareti ortogonali, con il lato sommitale non trattenuto da alcun dispositivo, si assiste spesso ad un tipo di crisi riconducibile al comportamento flessionale nel piano orizzontale del solido murario. La risposta strutturale del pannello, si manifesta in questi casi come un effetto arco orizzontale all'interno della parete ed è chiamato in causa dall'azione sismica ortogonale alla stessa. In particolare, la spinta trasmessa dal solaio o dalla copertura, in testa alla struttura muraria, si scarica sulla parete di facciata fino ad arrivare ad interessare le pareti ad essa ortogonali. Tale azione, in corrispondenza delle intersezioni murarie, viene quindi ripartita in una componente T, ortogonale alla parete investita dal sisma e assorbita dei tiranti se presenti, ed una componente H, parallela alla stessa.

L'attivazione del meccanismo, è proceduta dalla formazione di un arco orizzontale, nello spessore del muro; nella condizione limite di equilibrio, si formano tre cerniere, una in mezzzeria, le altre in prossimità dell'intersezione tra la parete in esame ed i muri ad essa ortogonali, in corrispondenza degli elementi che devono portare il tiro T.

Dallo schema di calcolo, si osserva che il collasso si manifesta quando la parete non trova elementi strutturali in grado di fornire le reazioni H. Nel caso in cui la parete si inserisce all'interno di una schiera e le porzioni di muratura contigue sono di sufficiente resistenza, il collasso per cinematismo non si verifica e la rottura può avvenire solo per schiacciamento della parete interna del muro.

In altre parole, l'evoluzione del meccanismo dipende dalla capacità dei muri laterali di sopportare le spinte H degli archi. Se la parete non trova elementi di contrasto, capaci di fornire una reazione pari ed opposta alla spinta H, allora lo schermo isostatico di arco a tre cerniere diventa labile, quando queste vengono ad essere allineate e si ha il conseguente cinematismo di collasso. Se, invece, la muratura in esame appartiene ad una cella interclusa di una schiera, allora la spinta H è generalmente assorbita dalle pareti contigue, quindi diventa necessaria un'analisi di tipo tradizionale, che verifichi la condizione di schiacciamento della parete interna del muro soggetto a forti sollecitazioni di compressione.

La situazione descritta, è tipica delle pareti trattenute da tiranti ed è favorita dalle spinte in testa al muro, dovute, in genere, alla presenza di una copertura spingente o all'azione di martellamento degli elementi di grossa orditura del tetto, e da una ridotta resistenza a trazione della muratura, che comporta rischi di espulsione, del materiale che costituisce la faccia esterna della parete, per le tensioni di trazione che nascono nella zona centrale a causa del cinematismo stesso. Anche la presenza di canne fumarie, ricavate nello spessore della parete, o di aperture per l'alloggio degli impianti tecnologici, riducendo la sezione resistente della struttura muraria, costituiscono situazioni preferenziali per la formazione delle cerniere verticali e l'innesco del cinematismo e rappresentano quindi elementi di particolare interesse.

Nell'analisi del meccanismo di flessione orizzontale, bisogna distinguere poi tra il caso di parete monolitica, per il quale l'arco di scarico può interessare l'intero spessore della parete, ed è il caso di parete a doppia cortina, per il quale si può manifestare l'espulsione di materiale senza che si abbia il coinvolgimento della cortina interna.

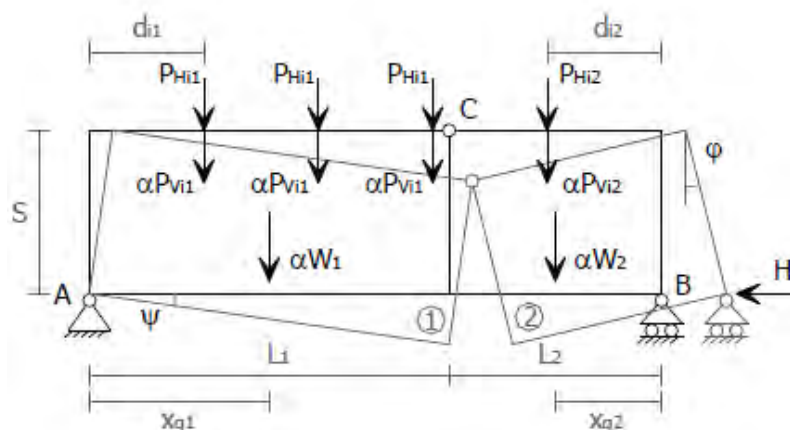
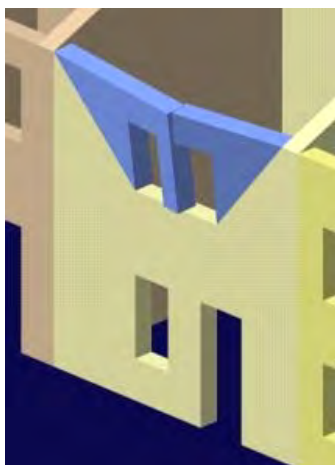


Figura 166-167: Schema del meccanismo di danno della flessione orizzontale

4.3.2 Applicazione al caso di studio

Partendo dai meccanismi di collasso, studiati nei paragrafi precedenti, si classificano i meccanismi all'interno delle categorie appena esposte, in modo tale da poter svolgere un'analisi dei meccanismi locali, attraverso l'uso delle schede CINE.

Per fare ciò, si è proceduti analizzando solo i casi peggiori, interni ed esterni, senza procedere con l'analisi dei meccanismi di sanno che si potrebbero attivare in ogni singolo prospetto, visto che, se quelli risultano verificati, risultano, di conseguenza, verificati tutti i possibili casi.

4.3.2.1 Ribaltamento semplice di parete monolitica

Questo meccanismo di danno, come si può vedere dai disegni riportati, si è riscontrato nei muri del primo piano, vista la mancanza del cordolo di copertura e, soprattutto nell'ala Ovest, dove mancano le pareti di controvento. Il muro per cui si verifica questo meccanismo di danno, è il muro posto tra la loggia e l'ala Ovest, che è quello caratterizzato dalle maggiori dimensioni.

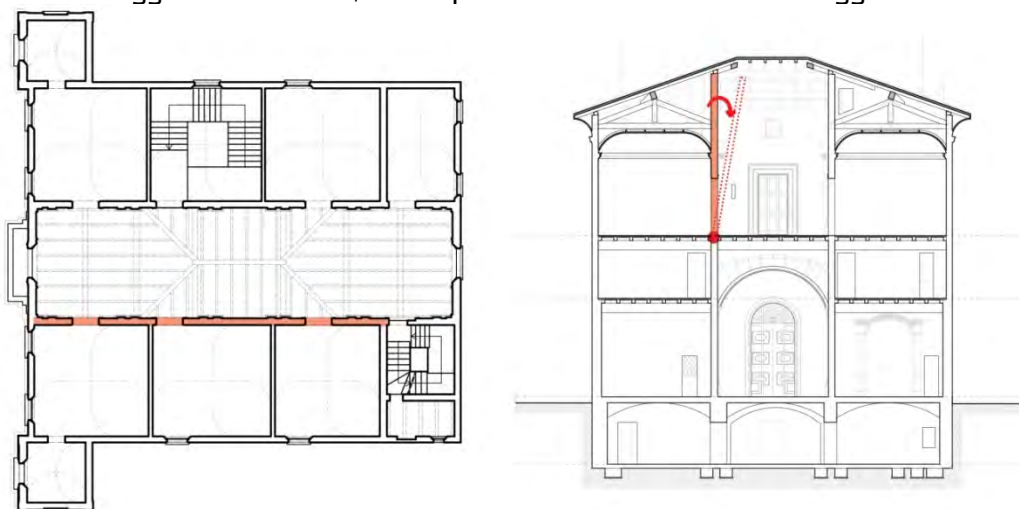


Figura 168-169: Pianta e sezione con indicato l'elemento da verificare a ribaltamento semplice

Di seguito si riportano i dati, relativi alla geometria dell'elemento e all'analisi dei carichi, e i risultati ottenuti dalle schede CINE.

DATI INIZIALI			
Geometria della facciata	Altezza delle fasce murarie	Quota del sottofinestra (m)	0.00
		Quota del soprafinestra (m)	2.80
	Larghezza delle fasce murarie	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture (m)	12.96
		Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture (m)	12.96
		Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture (m)	16.86
Peso specifico della muratura γ_i (KN/m ³)			18.00
Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete (m)			0.00
Caratterizzazione geometrica dei macro elementi	Spessore della parete (m)		0.32
	Altezza di interpiano (m)		7.91
	Braccio orizzontale del carico del solaio rispetto alla cerniera cilindrica d_i (m)		0.16
	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto alla cerniera cilindrica d_{vi} (m)		0.32
	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte h_{vi} (m)		4.20
Quota del baricentro della parete y_{ei} (m)			4.18
Azioni sui macro elementi	Peso proprio della parete W_i (KN)		705.30
	Carico trasmesso dal solaio P_{Si} (KN)		180.00
	Spinta statica della copertura P_H (KN)		0.00
	Componente verticale della spinta di archi o volte F_{vi} (KN)		2.30
	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_{hi} (KN)		1.30
Azione del tirante T_i (KN)			0.00

DATI DI CALCOLO		
Momento delle azioni stabilizzanti	Peso proprio della parete (KNm)	112.80
	Carico dei solai (KNm)	28.80
	Azioni di archi o volte (KNm)	0.70
	Azioni dei tiranti (KNm)	0.00
Momento delle azioni ribaltanti	Inerzia delle pareti (KNm)	2950.00
	Inerzia dei solai (KNm)	1423.80
	Inerzia di archi o volte (KNm)	9.70
	Spinta statica di archi o volte (KNm)	5.50
	Spinta statica della copertura (KNm)	0.00

MULTIPLICATORE α_0	
Valore di α_0	0.031
Fattore di confidenza FC	1.21
Massa partecipante M^*	82.848
Frazione massa partecipante e^*	0.916
Accelerazione spettrale a_0^* (m/s^2)	0.277

PARAMETRI DI CALCOLO	
Fattore di struttura q	3.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ (m/s^2)	0.210
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.430
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* (s)	0.306
Fattore di smorzamento η	0.417
Quota di base del macro elemento rispetto alla fondazione (m)	11.40
Altezza della struttura H (m)	19.30
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.394
Coefficiente C_C	1.552
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.394
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.00
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 (s)	0.236

PGA - SLV	
$a_{g(SLV)} \text{ min}$ (C8A.4.9; C8A.4.10)	0.061

Come si evince dai risultati, in caso di sisma, il seguente meccanismo di danno si attiverebbe, in quanto l'accelerazione $a_{g(SLV)} \text{ min}$, che l'elemento può contrastare, è molto inferiore all'accelerazione di riferimento $a_g(P_{VR})$. Quindi in fase progettuale, si dovrà intervenire sull'elemento, in modo da renderlo verificato a questo meccanismo di danno.

4.3.2.2 Ribaltamento composto di parete monolitica - ribaltamento del cantonale

Per verificare questo meccanismo di danno locale, si è fatto riferimento all'angolo posto a Sud-Est, perché è l'angolo maggiormente sollecitato e che presenta la maggior altezza libera.

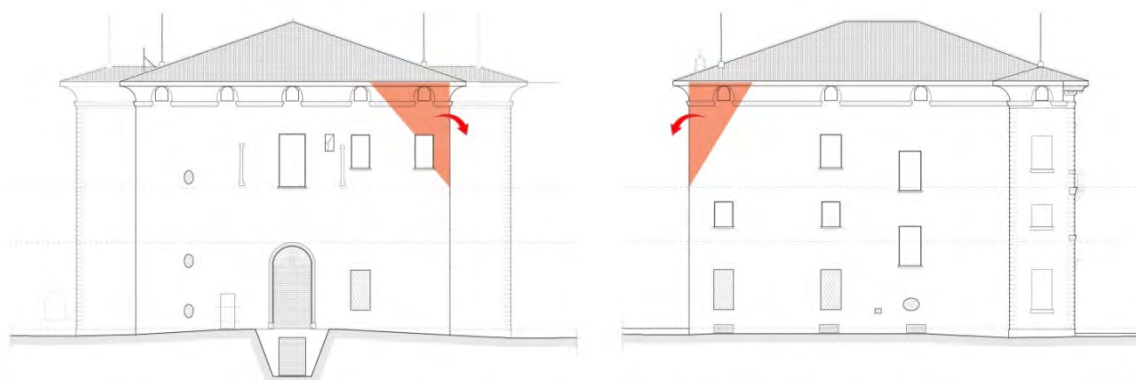


Figura 170-171: Prospetto Sud ed Est con indicato l'elemento da verificare a ribaltamento composto - ribaltamento del cantonale

Anche in questo caso, la mancanza del cordolo di copertura, potrebbe portare all'attivazione di questo meccanismo di danno, anche se si è riscontrato dal rilievo, che la copertura a padiglione, non presenta elementi spingente; caratteristica principale perché si attivi il ribaltamento del cantonale.

Come nel caso precedente, di seguito si riportano i dati, relativi alla geometria dell'elemento e all'analisi dei carichi, e i risultati ottenuti dalle schede CINE.

DATI INIZIALI			
Caratterizzazione geometrica del cuneo di distacco	Spessore delle pareti convergenti nell'angolata s (m)		0.30
	Altezza globale del cuneo di distacco h (m)		5.90
	Quota del baricentro del cuneo di distacco y_G (m)		3.93
	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h_V (m)		0.00
	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A x_G (m)		1.04
	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d_P (m)		0.21
	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d_V (m)		0.42
	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d_1 (m)		1.94
	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d_2 (m)		1.44
Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento (m)			0.00
Coordinate dei punti di applicazione delle azioni sul cantonale nel piano	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale		d a
	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco (m)		0.33 -0.54
	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale (m)		-0.15 0.15
	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte (m)		0.00 0.00
	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 (m)		-0.08 -2.23
	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 (m)		1.67 0.23
Azioni sul cuneo di distacco	Peso proprio del cuneo di distacco W (KN)		106.00
	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P (KN)		5.00
	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P_H (KN)		0.00
	Carico verticale intesa alla parete 1 ed alla parete 2 P_{V1}, P_{V2} (KN)		18.20 13.30
	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V (KN)		0.00
	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F_H, F'_H (KN)		0.00 0.00
	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H1}, P'_{H1} (KN)		0.00 0.00
	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P_{H2}, P'_{H2} (KN)		0.00 0.00
	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento $(T_1+T_2), (T'_1+T'_2)$ (KN)		0.00 0.00

DATI DI CALCOLO		
Momento delle azioni stabilizzanti	Peso proprio del cuneo di distacco (KNm)	109.90
	Carico in testa al cantonale (KNm)	1.10
	Carico in testa alle pareti (KNm)	54.60
	Azioni di archi o volte (KNm)	0.00
	Azioni dei tiranti (KNm)	0.00

MULTIPLICATORE α_0	
Valore di α_0	0.262
Fattore di confidenza FC	1.21
Massa partecipante M^*	14.004
Frazione massa partecipante e^*	0.964
Accelerazione spettrale a_0^* (m/s^2)	2.202

Momento delle azioni ribaltanti	Inerzia del cuneo di distacco (KNm)	416.90
	Inerzia del carico in testa al cantonale (KNm)	29.50
	Inerzia del carico in testa alle pareti (KNm)	186.10
	Inerzia di archi o volte (KNm)	0.00
	Spinta statica sul cantonale (KNm)	0.00
	Spinta statica sulle pareti (KNm)	0.00
	Spinta statica di archi o volte (KNm)	0.00

PARAMETRI DI CALCOLO	
Fattore di struttura q	3.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ (m/s^2)	0.210
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.430
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* (s)	0.306
Fattore di smorzamento η	0.417
Quota di base del macro elemento rispetto alla fondazione (m)	11.20
Altezza della struttura H (m)	17.10
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.394
Coefficiente C_C	1.552
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.394
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 (s)	0.420
Baricentro delle linee di vincolo Z (m)	11.20
$\psi(Z)=Z/H$	0.655
$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	7.567

PGA - SLV	
$a_{g(SLV)} \text{ min}$ (C8A.4.9; C8A.4.10)	0.483

Come si evince dai risultati, in caso di sisma, il seguente meccanismo di danno non si attiverebbe, in quanto l'accelerazione $a_{g(SLV)} \text{ min}$, che l'elemento può contrastare, è molto superiore all'accelerazione di riferimento $a_g(P_{VR})$. Essendo verificata l'angolata peggiore, consideriamo verificate anche tutte le altre angolate dell'edificio; quindi in fase progettuale, non si dovrà studiare nessun sistema per migliorare il comportamento sismico delle angolate.

4.3.2.3 Flessione verticale di parete monolitica a due piani

Questo meccanismo di danno, come si può vedere dai disegni riportati, si è riscontrato nei muri che separano la loggia centrale, a doppia altezza, del piano terra e piano ammezzato, dalle due ali laterali ad Est e ad Ovest. Questo meccanismo di danno, si pensa che si possa attivare, visto la notevole altezza libera del muro e visto la presenza del solaio, situato tra il piano terra e in piano ammezzato, che in caso di sisma potrebbe spingere, causando la formazione dell'arco verticale e il conseguente spanciamento.

Anche in questo caso, la verifica è eseguita sull'elemento maggiormente sollecitato, quindi come si può vedere dai disegni sottostanti, si è verificato il muro posto tra la loggia a doppia altezza e l'ala Ovest.

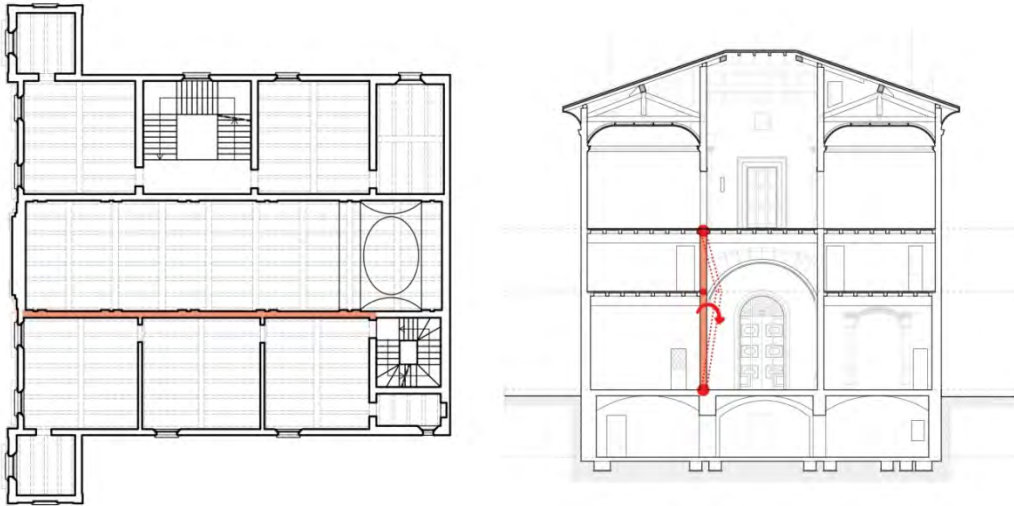


Figura 172-173: Pianta e sezione con indicato l'elemento da verificare a flessione verticale di parete a due piani

Di seguito si riportano i dati, relativi alla geometria dell'elemento e all'analisi dei carichi, e i risultati ottenuti dalle schede CINE.

DATI INIZIALI			
Caratterizzazione geometrica delle pareti	Elevazione	1	2
	Spessore della parete al piano i-esimo s_i (m)	0.32	0.32
	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{pi} (m)	4.83	3.07
	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d (m)		0.16
	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{vi} (m)	0.00	0.00
	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{vi} (m)	0.00	0.00
	Braccio del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i (m)	0.16	0.16
Peso specifico della muratura γ_i (KN/m ³)		18.00	18.00
Azione sui macro elementi	Peso proprio della parete W_{pi} (KN)	27.80	17.70
	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} (KN)	18.00	35.00
	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N (KN)	58.00	
	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{vi} (KN)	0.00	0.00
	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{hi} (KN)	0.00	0.00
	Azione del tirante al solaio intermedio T (KN)	0.00	

DATI DI CALCOLO		
Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da α_0	0.359
	Valore di h_1 per α_0 minimo (m)	4.83
	Valore assunto da α_0 per $h_1=h_p$	0.359

MOLTIPLICATORE α_0	
Valore minimo assunto da α_0	0.359
Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete H_1 (m)	4.83
Fattore di confidenza FC	1.21
Massa partecipante M^*	5.763
Frazione di massa partecipante e^*	0.890
Accelerazione spettrale a_0^* (m/s ²)	3.267

PARAMETRI DI CALCOLO	
Fattore di struttura q	3.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ (m/s^2)	0.210
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.430
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* (s)	0.306
Fattore di smorzamento η	0.417
Quota di base del macro elemento rispetto alla fondazione (m)	3.40
Altezza della struttura H (m)	17.10
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.394
Coefficiente C_C	1.552
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.394
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 (s)	0.420
Baricentro delle linee di vincolo Z (m)	7.35
$\psi(Z)=Z/H$	0.430
$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	17.102

PGA - SLV	
$a_{g(SLV)} \text{ min}$ (C8A.4.9; C8A.4.10)	0.717

Come si evince dai risultati, in caso di sisma, il seguente meccanismo di danno non si attiverebbe, in quanto l'accelerazione $a_{g(SLV)} \text{ min}$, che l'elemento può contrastare, è molto superiore all'accelerazione di riferimento $a_g(P_{VR})$. Essendo verificato il muro tra la loggia a doppia altezza e l'ala Ovest, consideriamo verificato anche il muro tra l'ala est e la loggia; quindi in fase progettuale, non si dovrà studiare nessun sistema per migliorare il comportamento sismico di tali muri.

4.3.2.4 Flessione orizzontale di parete monolitica

Vista la mancanza del cordolo di copertura, si pensa che tale meccanismo di danno si possa attivare. Per verificare ciò, anche in questo caso, si è preso in esame la fascia muraria maggiormente sollecitata e caratterizzata dalle maggiori dimensioni. Come si può vedere dai disegni sottostanti, si è verificato a flessione orizzontale, la fascia soprafinestra del prospetto Ovest, al piano primo, che visto la mancanza di muri controventi interni, risulta essere la fascia muraria con la lunghezza libera di inflessione maggiore.

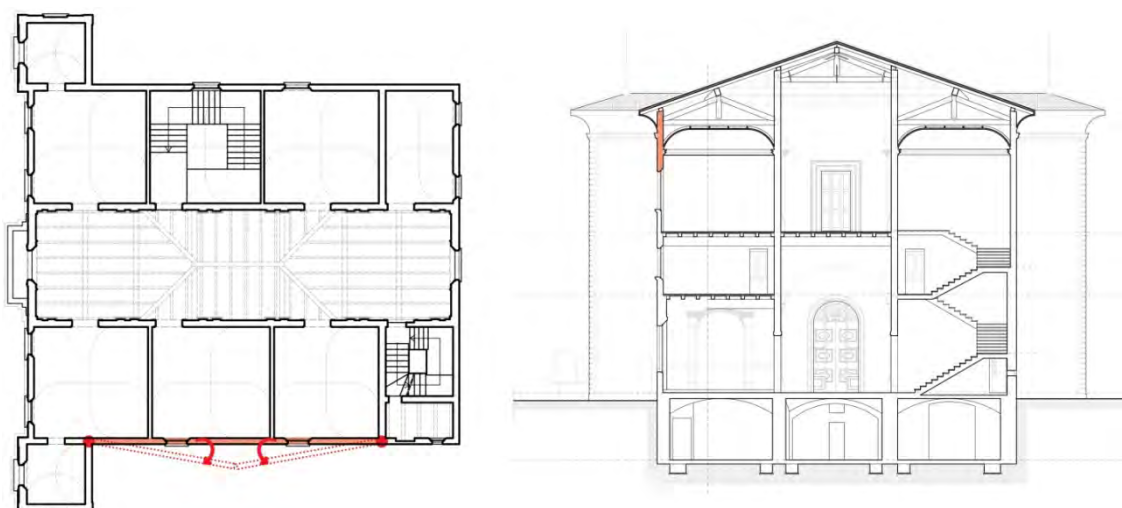


Figura 174-175: Pianta e sezione con indicato l'elemento da verificare a flessione orizzontale

Di seguito si riportano i dati, relativi alla geometria dell'elemento e all'analisi dei carichi, e i risultati ottenuti dalle schede CINE.

DATI INIZIALI		
Caratterizzazione geometrica della parete	Spessore della parete s (m)	0.30
	Altezza della fascia muraria b (m)	2.95
	Lunghezza della parete (distanza tra le pareti di controvento) L (m)	14.44
	Profondità di competenza del solaio o della copertura che poggia sulla parete l (m)	2.73
	Semi altezza della sezione reagente in mezzeria u (m)	0.08
Peso specifico della muratura γ_i (KN/m ³)		18.00
Azioni sulla parete	Carico trasmesso dal solaio o dalla copertura per metro quadrato p_s (KN/m ²)	2.40
	Carico verticale per unità di lunghezza della parete dovuto al peso proprio ed all'azione trasmessa dall'orizzontamento p (KN/m)	22.30
	Spinta statica orizzontale trasmessa dalla copertura per unità di lunghezza della parete p_H (KN/m)	0.00
	Spinta statica orizzontale concentrata trasmessa dalla copertura F_H (KN)	0.00
Tensione di rottura della muratura σ_r (N/cm ²)		198.40
Fattore riduttivo della massa partecipante al cinematismo che tiene conto delle modalità di applicazione del carico distribuito p (da utilizzare per la valutazione della PGA)		0.20

DATI DI CALCOLO	
Forza normale massima sopportabile dalla sezione H_u (KN)	877.70
Valore massimo assunto da α_0 per $u=s/4$ α_{max}	0.226

MULTIPLICATORE α_0	
Valore di α_0	0.226
Distanza orizzontale della sezione di frattura nella parete rispetto ad un estremo (m)	7.22
Fattore di confidenza FC	1.21

PARAMETRI DI CALCOLO	
Fattore di struttura q	3.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ (m/s ²)	0.210
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.430
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* (s)	0.306
Fattore di smorzamento η	0.417
Quota di base del macro elemento rispetto alla fondazione (m)	14.25
Altezza della struttura H (m)	17.10
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_5	1.394
Coefficiente C_c	1.552
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.394
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 (s)	0.420
Baricentro delle linee di vincolo Z (m)	15.73
$\psi(Z)=Z/H$	0.920
$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	5.605

PGA - SLV	
$a_{g(SLV)} \text{ min}$ (C8A.4.9; C8A.4.10)	0.405

Come si evince dai risultati, in caso di sisma, il seguente meccanismo di danno non si attiverrebbe, in quanto l'accelerazione $a_{g(SLV)} \text{ min}$, che l'elemento può contrastare, è molto superiore all'accelerazione di riferimento $a_g(P_{VR})$. Essendo verificata la fascia muraria soprafinestra del prospetto Ovest, al piano primo, consideriamo verificate anche le altre fasce murarie soprafinestra; quindi in fase progettuale, non si dovrà studiare nessun sistema per migliorare il comportamento sismico di tali fasce.

4.3.3 Conclusioni

Si può notare come i valori dell'accelerazione allo Stato di Salvaguardia della Vita, che dovrebbe attivare i vari cinematismi di danno, siano sempre, o quasi, superiori rispetto all'accelerazione di riferimento del sito, tranne per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica,

verificata per la parete che separa la loggia centrale dall'ala Ovest al piano primo. Come già preannunciato, in fase di progetto, bisognerà fare particolare attenzione a risolvere questo problema, visto che i valori calcolati di $a_{g(SLV)}$ risultano essere molto bassi. Questo problema è dovuto alla mancanza di muri controventi, che nell'ala Ovest hanno un passo superiore ai 7m previsti per legge, e alla mancanza del cordolo di copertura, che creerebbe e faciliterebbe il comportamento scatolare dell'edificio.

Nel capitolo 6, verranno esposte le soluzioni adottate per risolvere tali problemi.

5. Progetto architettonico

Ad oggi, la Villa Negri-Bianchetti, architettonicamente, si trova in uno stato di degrado e abbandono rilevante, visto che, come abbiamo più volte sottolineato, dopo i lavori di restauro e ripristino delle funzioni strutturali della villa, eseguito nel 1994-95, non sono stati eseguiti i lavori impiantistici e di finitura interna, necessari per rendere agibile ed utilizzabile il fabbricato.

Visto la storia, la bellezza artistica, esterna ed interna, e la posizione in cui è situata, sui colli di Ozzano, ma comunque non lontano dal centro abitato, si ritiene che l'edificio abbia tutte le possibilità per diventare un fulcro della scena pubblica del territorio ozzanese e bolognese.

Il Reale Collegio di Spagna, rendendosi conto anch'esso delle potenzialità, per ora inesprese, della propria villa, ha deciso quindi di recuperarla al fine di renderla un centro polifunzionale per meeting, conferenze, lezioni e mostre. Quindi, è stato sviluppato un progetto architettonico, riqualificando gli spazi interni della villa, in base alle richieste fatte dalla Committenza e alle sue necessità, anche attraverso alcune modifiche strutturali importanti.



Figura 176: Masterplan (TAVOLA 10)

Il progetto architettonico, lavora soprattutto sulla riorganizzazione degli spazi interni ed esterni alla villa. Esternamente, come si può vedere dal masterplan e dalle viste fotorealistiche, si è deciso di intervenire sulla strada ghiaiosa esistente, asfaltandola, allargandola, per garantire il passaggio a due macchine contemporaneamente, e allungandola, fino ad arrivare agli altri fabbricati presenti sull'area di proprietà del Reale Collegio di Spagna, che in futuro potrebbero essere sistemati per diventare delle foresterie per studenti e ospiti della villa. Sempre per quanto riguarda la mobilità, si è previsto anche un parcheggio, avente 45 posti auto di cui 3 riservati ai disabili, posto in posizione intermedia tra la villa e gli altri fabbricati. Infine, si è intervenuti anche sulla sistemazione del verde, prevedendo nella parte posteriore alla villa, la zona rivolta a Sud, un'area attrezzata a poter ospitare ricevimenti esterni.



Figura 177-178-179-180: Viste fotorealistiche degli esterni (TAVOLA 10)



Figura 181-182: Viste fotorealistiche degli esterni (TAVOLA 10)

Internamente, si sono andate a destinare, a seconda delle varie peculiarità e caratteristiche degli spazi, le giuste destinazioni d'uso, in modo da sfruttare l'intera superficie utilizzabile della villa. Nel dettaglio, all'interno della villa, trovano spazio: un auditorium; delle sale espositive per mostre; un bar con annessa una cucina, utilizzabile anche dal catering in caso di convegni; una zona con reception e guardaroba; due sale riunioni; quattro sale di piccole dimensioni per lezioni; e tre sale di grandi dimensioni per ricevimenti o convegni.



Figura 183-184: Viste fotorealistiche dell'auditorium al piano interrato e della loggia al piano terra, posti al piano interrato (TAVOLA 11-13)

Per far ciò, come si vedrà nelle tavole seguenti, si è dovuto intervenire sia con opere non strutturali, come la creazione di muri tramezzi in cartongesso, sia con opere strutturali, come ad esempio l'apertura o lo spostamento di alcuni vani nei muri portanti, la creazione di una passerella in vetro e acciaio, che collega le due ali al piano ammezzato, il posizionamento di due ascensori, uno per ala, che collegano tutti e quattro i livelli, e il prolungamento, fino al piano interrato, delle scale poste a metà dell'ala Est.

Queste operazioni sopracitate, che verranno spiegate e sviluppate meglio all'interno del progetto strutturale, capitolo 6, sono state necessarie per migliorare i collegamenti interni alla villa, e visto che l'edificio sarà destinato all'uso pubblico, si è ulteriormente tenuto conto della problematica delle barriere architettoniche, andando quindi a studiare delle soluzioni nel rispetto delle *"Linee guida per il superamento delle barriere architettoniche nei luoghi di interesse culturale"*, contenute nel Decreto del Ministero dei Beni e le attività culturali del 16 Maggio 2008, n. 114.

Si riportano di seguito i vari elaborati tecnici, piante arredate, sezioni e prospetti, rimandando, per un maggior approfondimento alle tavole.

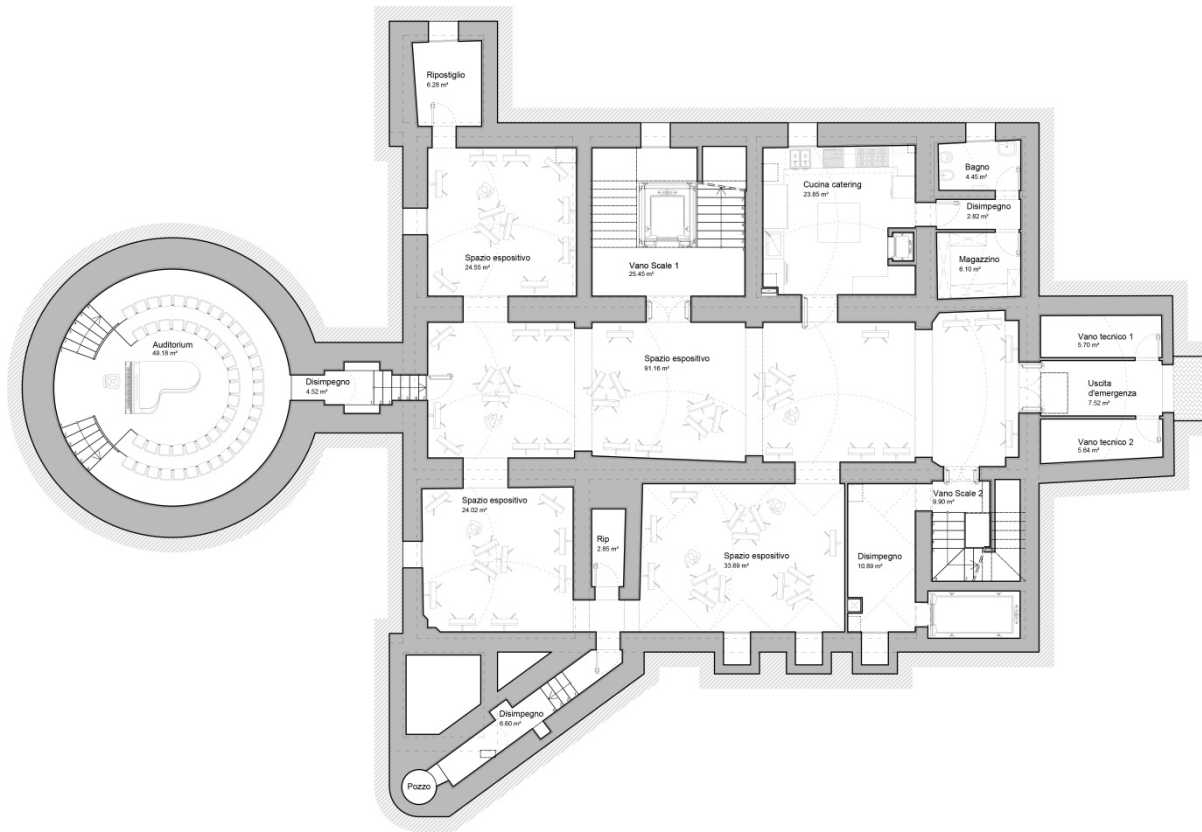


Figura 185: Pianta piano interrato (TAVOLA 11-12)



Figura 186: Pianta piano terra (TAVOLA 13-14)

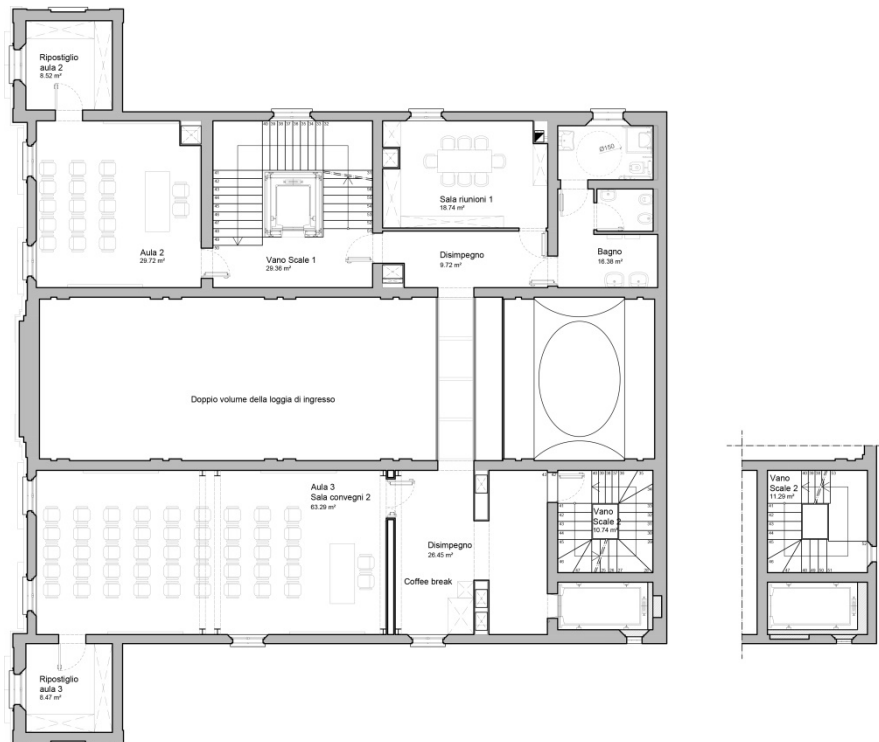


Figura 187: Pianta piano ammezzato (TAVOLA 15-16)

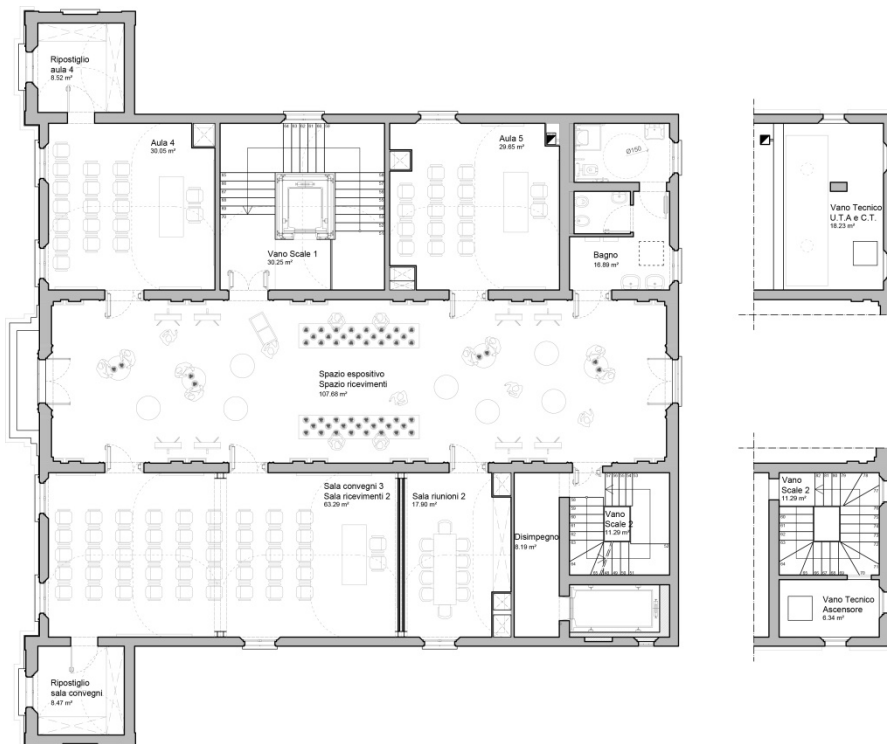


Figura 188: Pianta piano primo (TAVOLA 15-17)

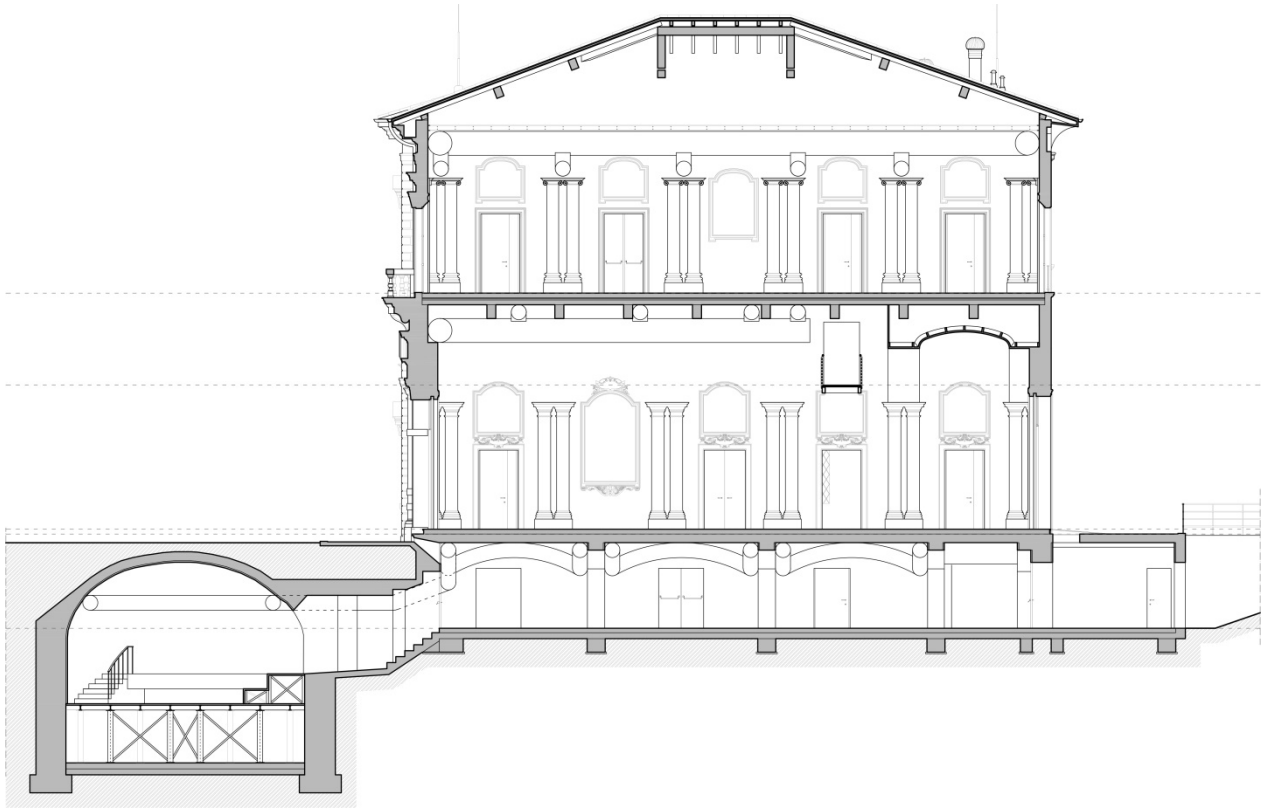


Figura 189: Sezione A-A (TAVOLA 18)

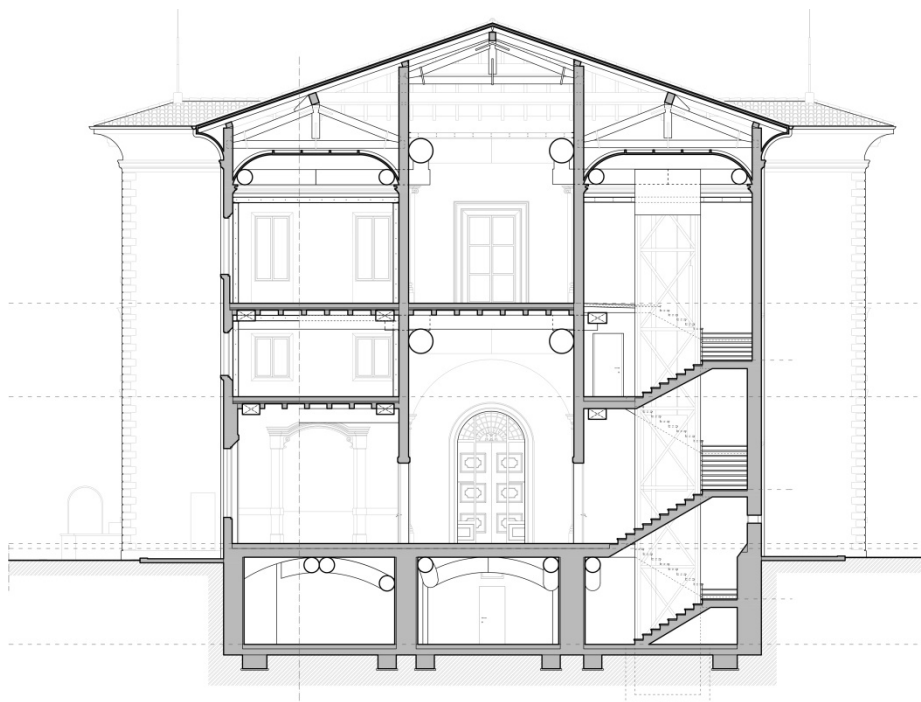


Figura 190: Sezione B-B (TAVOLA 19)

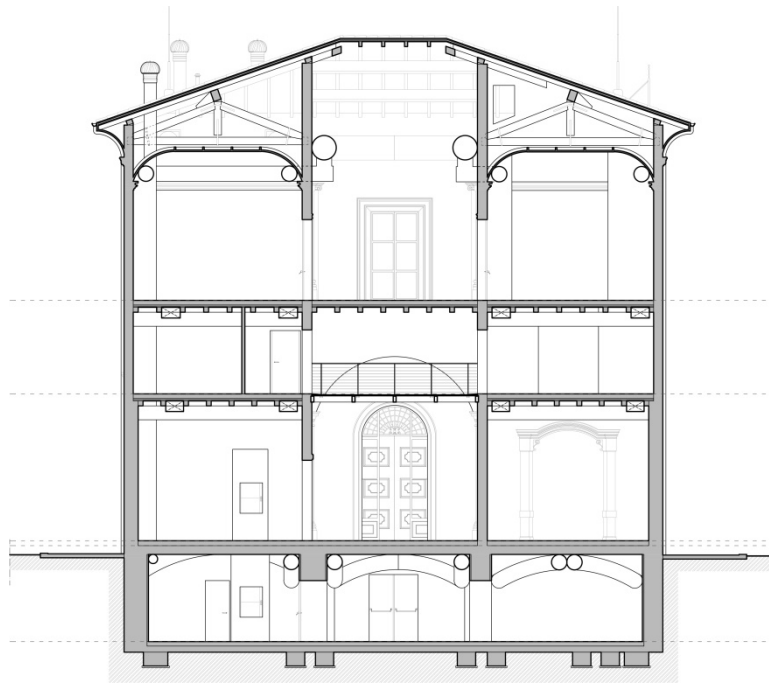


Figura 191: Sezione C-C (TAVOLA 19)

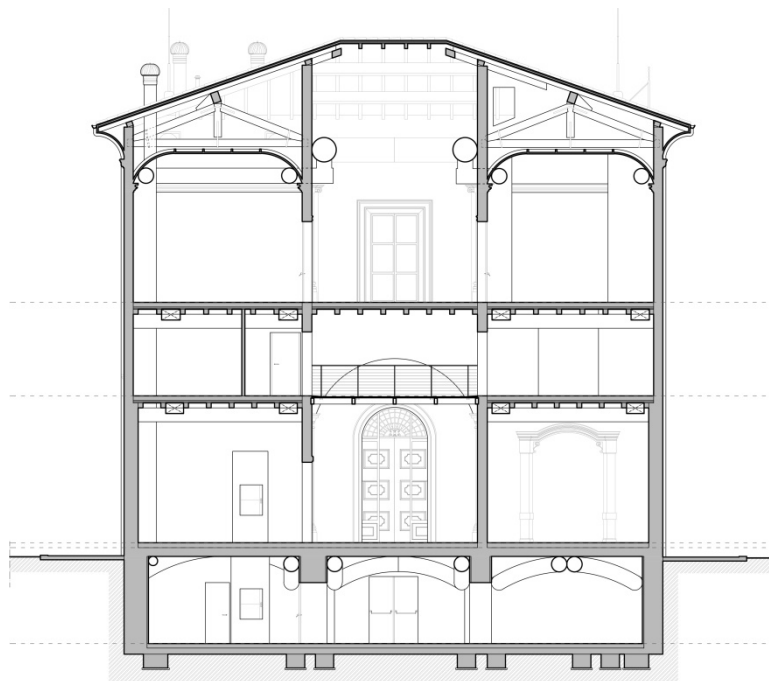


Figura 192: Sezione D-D (TAVOLA 19)



Figura 193: Prospetto Nord (TAVOLA 20)

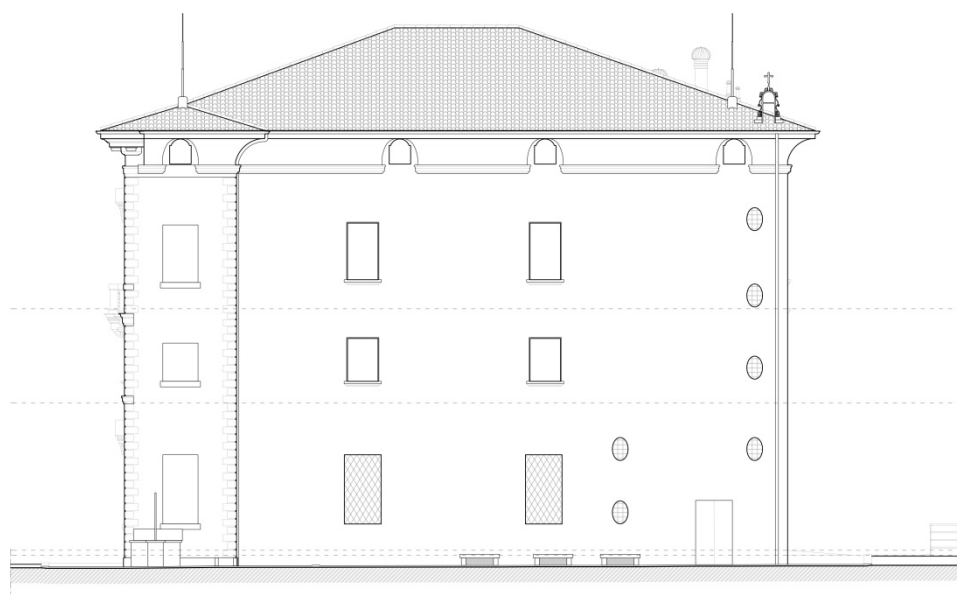


Figura 194: Prospetto Ovest (TAVOLA 21)

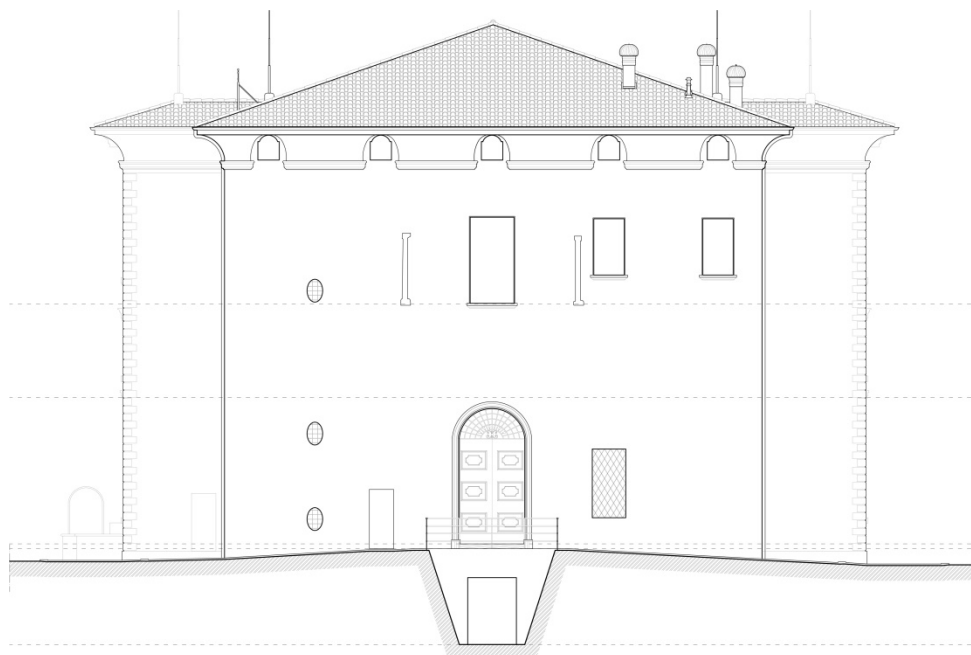


Figura 195: Prospetto Sud (TAVOLA 22)

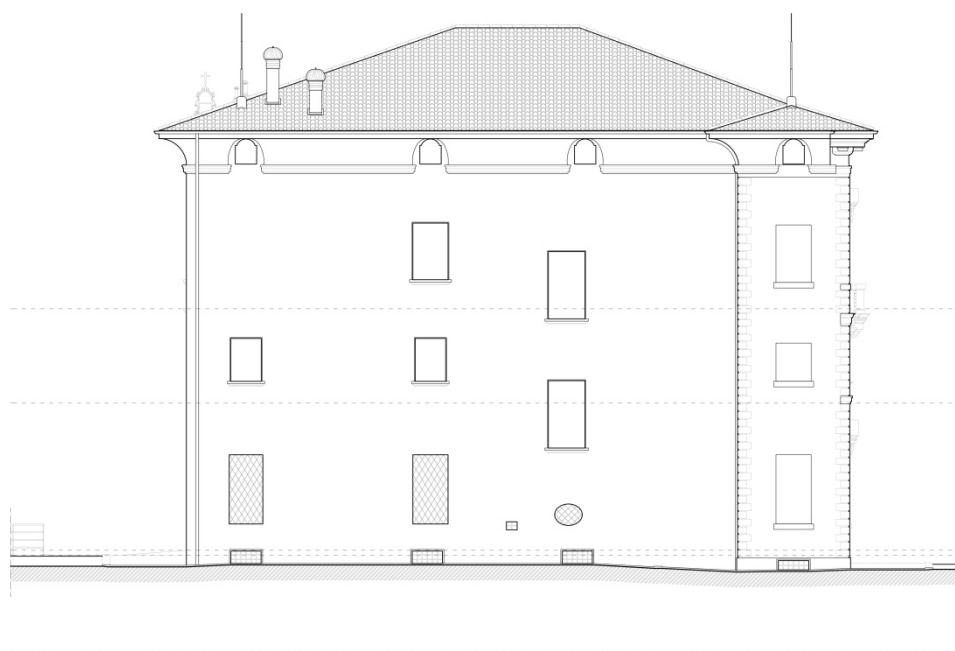


Figura 196: Prospetto Est (TAVOLA 23)

Una parte del progetto architettonico è stata dedicata al recupero del degrado interno ed esterno alla villa.

Come abbiamo detto più volte nei capitoli precedenti, la villa, allo stato attuale, si presenta in cattive condizioni e risulta abbastanza rovinata e degradata. Durante il rilievo, si sono notati alcuni problemi e mancanze, che in fase progettuale si è cercato di risolvere.

Internamente, oltre ad alcune lesioni nell'intonaco delle pareti e negli stucchi delle cornici, si sono riscontrate delle lesioni nei controsoffitti volatati delle stanze al piano primo e un problema, legato alla risalita dell'umidità nei muri del piano interrato. Si è previsto quindi di intervenire ripristinando le varie lesioni, ritinteggiando le pareti e recuperando gli affreschi cinque-seicenteschi ritrovati all'interno della villa; mentre, al piano interrato, per impedire la risalita dell'umidità, si è pensato di inserire nelle pareti dei particolari prodotti chimici che, creando una barriera che ostacola la risalita dell'umidità, le rende impermeabili, e successivamente di rivestirle

tramite delle contropareti in gesso, aventi caratteristiche antincendio e sottoposte a speciali procedimenti per limitarne l'assorbimento di umidità. Inoltre, tale problema, verrà ulteriormente diminuito grazie all'installazione, all'interno del piano interrato, dell'impianto di riscaldamento, raffrescamento e ventilazione forzata.

Sempre internamente alla villa, si è deciso di recuperare l'unica volta, decorata da affreschi, presente lungo la loggia centrale al piano terra, pensata come un segno distintivo dello splendore della villa; inoltre, si è scelto di non rifare le altre volte lungo la loggia, sia al piano terra, che al piano primo, previste e poi non fatte nel progetto di ripristino strutturale del 1994-95, per non andare a coprire gli splendidi affreschi cinque-seicenteschi che decoravano i muri della loggia centrale e che nel settecento erano stati coperti dal controsoffitto voltato.

Esternamente, invece, oltre ad intervenire sulla sistemazione della pavimentazione, che circonda la villa, ripristinando la pavimentazione originale a lisca di pesce in laterizio, si è intervenuti anche sui prospetti, che risultano degradati in alcune parti, soprattutto a causa delle piogge. Per risolvere tali problemi, si è intervenuti ripristinando l'intonaco originale, nei punti in cui si è rovinato, e ritinteggiando le pareti. Sempre inerente al problema delle perturbazioni, si è notato che mancano le linee di gronda, i pluviali e che il cornicione del tetto, per questa mancanza risulta degradato. Si è deciso quindi di sostituire la mantovana degradata, di rifare l'intera impermeabilizzazione del tetto e di andare a reinstallare le linee di gronda e i pluviali mancanti.

Infine, nel prospetto principale, quello rivolto verso la Via Emilia, sono stati ripristinati gli elementi decorativi rovinati e mancanti.



Figura 197-198-199-200: Viste fotorealistiche dei prospetti (TAVOLA 20-21-22-23)

6. Progetto strutturale

6.1 Progetto di miglioramento sismico

6.1.1 Linee guida di intervento

In seguito alle analisi svolte è emerso che i cinematismi di collasso che potrebbero attivarsi, anche con scosse di modesta intensità, sono i ribaltamenti fuori dal piano di pareti intere o di porzioni di esse, quindi meccanismi di I modo di danno.

Uno dei principali obiettivi deve essere quindi quello di evitare l'attivazione di tali meccanismi, che sono favoriti da:

- mancanza di scatolarità delle celle murarie;
- assenza di presidi contro il ribaltamento delle pareti non ammorsate;
- carenza di collegamenti tra strutture verticali, murature, e orizzontali, solai e tetto.

Il miglioramento deve essere realizzato nel rispetto delle caratteristiche costruttive dell'organismo edilizio e privilegiando interventi reversibili.

Come si è già potuto vedere nel progetto architettonico, gli interventi strutturali principali, prevedono:

- la realizzazione di strutture controvento, costituite da portali in acciaio, nel caso in cui l'interasse tra murature ortogonali successive sia maggiore di 7m;
- la realizzazione di cordoli in acciaio esterni, posti al livello dei solai e della copertura, per favorire la scatolarità e aumentare il collegamento tra strutture verticali e orizzontali;
- la demolizione dei solai in legno, presenti nell'angolo a Sud-Ovest, per far spazio al vano dell'ascensore, e realizzazione di cordoli esterni in acciaio, sempre per garantire il comportamento scatolare;
- il prolungamento della scala posta ad Est fino al piano interrato;
- la realizzazione dell'ascensore a vista, con rispettiva passerella di arrivo al piano primo in acciaio, all'interno della tromba della scala Est;
- la chiusura di aperture nei pareti portanti;
- lo spostamento di aperture lungo una parete portante;
- l'apertura di vani nelle pareti portanti con relativa cerchiatura metallica;
- la realizzazione di una piattaforma sopraelevata, con relativa scala, in acciaio, posta all'interno della ghiacciaia, per farla diventare un auditorium;
- la realizzazione di una passerella di collegamento in acciaio e vetro per collegare l'ala Est e l'ala Ovest al piano ammezzato;
- la realizzazione di un nuovo solaio in acciaio, posto nell'angolo a Sud-Est, sopra ai bagni, per alloggiarci la centrale termica e l'unità di trattamento dell'aria.

6.1.2 Strutture e portali di controvento

La porzione dell'aggregato oggetto di studio presenta, nell'ala Ovest, ambienti molto ampi e spesso la distanza tra le murature d'ambito consecutive supera i 7m, massimo indicato dalla normativa per mantenere la scatolarità delle celle murarie e per fungere da controvento in direzione parallela, rispetto alla direzione dell'azione sismica.

La mancanza dei muri di controvento, è una delle cause scatenanti del ribaltamento semplice delle pareti monolitiche, quindi per risolvere tale problema, si è pensato di suddividere gli ambienti, in modo da rientrare dentro ai 7m indicati dalla normativa, con dei portali in acciaio, che fungono da controvento in caso di sisma.

Come si può vedere dai disegni sottostanti, si inseriscono cinque doppi telai in acciaio, uno al piano terra e due rispettivamente al piano ammezzato e primo; accostandoli, ove necessario, alle travi principali lignee, in corrispondenza delle quali, ad esempio nel piano ammezzato, erano già presenti delle pareti di tamponamento, che verranno demolite, ove necessario, per creare degli ambienti di dimensioni maggiori e più conformi con la destinazione d'uso a cui sono stati pensati durante la fase del progetto architettonico.

Come già annunciato, tali portali sono stati realizzati accoppiando ai lati delle travi principali di legno, due portali formati da dei profilati HEA200, usati sia per i montanti, che per l'architrave; e per aumentare ancora di più il livello di scatolarità dell'edificio, sono stati collegati al cordolo, di

cerchiatura dei vari ambienti, esterno in acciaio, posto in corrispondenza dell'estradosso strutturale dei vari solai.

Come si può vedere dai disegni, abbiamo due tipi di telai, che verranno verificati a sforzi diversi:

- I telai posti al piano terra e primo, non portano carichi, ad esclusione del peso proprio, per cui si sceglie di verificare solamente l'architrave a trazione e compressione, soprattutto per verificare che il profilo non si instabilizzi a causa dell'eccessiva snellezza.
- I telai posti al piano primo, invece, oltre al peso proprio, sono caricati anche dal peso del controsoffitto autoportante, formato da volte in gesso e cannuciate, e dal peso della parete tramezza posta tra le due volte. Per questo caso si è deciso di eseguire le verifiche di resistenza dell'architrave e, visto che andiamo ad inserire questi telai per migliorare il comportamento sismico, verifichiamo che la rigidità del telaio, che andiamo ad inserire al posto della muratura tramezza, abbia almeno una rigidità pari al 60% di una parete portante in laterizio a due teste.

6.1.2.1 Telai posti al piano terra e ammezzato

Come detto in precedenza, in questo caso, si verificherà solamente l'architrave a trazione e compressione. Lo sforzo di compressione e di trazione sarà il medesimo e sarà calcolato moltiplicando la massa sismica, che comprende i carichi portati dalla trave a cui verranno collegati i portali in acciaio, per l'accelerazione attesa del sito al Limite di Salvaguardia della Vita.

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi del solaio a doppia orditura lignea, sorretto dalla trave a cui verrà collegata il doppio portale in acciaio.

- Pesi strutturali g_1 :
 - Travi e travetti in legno.....55 kg/m²;
 - Tavolato immaschiato, spessore 4cm.....24 kg/m²;
 - Soletta in C.C.A., spessore 4cm.....100 kg/m².
 - Totale $g_1=179$ kg/m².
- Pesi non strutturali g_2 :
 - Matressino anticalpestio, spessore 0.5cm.....4 kg/m²;
 - Struttura pavimento galleggiante.....20 kg/m²;
 - Pannello pavimento radiante, spessore 3cm.....10 kg/m²;
 - Pavimento, spessore 2cm.....40 kg/m²;
 - Muri tramezzi.....80 kg/m².
 - Totale $g_2=154$ kg/m².
- Carichi variabili q_k :
 - Categoria C2.....400 kg/m²;
 - Totale $q_k=400$ kg/m².

Dall'analisi dei carichi moltiplicati per l'area di influenza della trave, $A_{max}=16.12m^2$, si ottengono i seguenti valori:

- $G_1=2885.48$ kg;
- $G_2=2482.48$ kg;
- $Q_k=6448$ kg.

La massa totale portata dalla trave è quindi ricavata tramite la combinazione fondamentale, impiegata per le verifiche degli stati limiti ultimi (SLU), attraverso la formula sottostante, che somma i carichi sopracitati fattorizzandoli. Quindi la massa totale risulta essere:

$$M = y_{G1} * G_1 + y_{G2} * G_2 + y_{Q1} * Q_k = 1.3 * 2885.48 + 1.5 * 2482.48 + 1.5 * 6448 \cong 17147 \text{ kg}$$

Dal calcolo dei parametri sismici del sito, riportato nel paragrafo 8.3.2.1, sappiamo che l'accelerazione caratteristica del sito è pari a $a_g=0.210$ m/s².

Quindi, moltiplicando la massa portata per l'accelerazione massima attesa, si ottiene lo sforzo normale di trazione a cui saranno sottoposte le architravi, collegate alla trave principale e ai muri portanti, così da svolgere la funzione di tirante.

$$N_{Ed} = M * a_g = 17147 \text{ kg} * 0.210 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cong 3601 \text{ N}$$

Si ipotizza che il portale sia formato da due profilati metallici HEA200, accoppiati ai lati della trave principale lignea, in acciaio S275, aventi le seguenti caratteristiche:

- $A=53.83 \text{ cm}^2$;
- $J_x=3692 \text{ cm}^4$;
- $J_y=1326 \text{ cm}^4$;
- $\alpha=0.34$ (fattore di imperfezione per il profilo in esame).

Verifica a trazione

$$N_{Rd} = \frac{2A * f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 * 5383 * 275}{1.05} \cong 2820 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

Verifica a stabilità

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * J_{min}}{l_0^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 1326 * 10^4}{(1.05 * 54600)^2} \cong 8362 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2 * 5383 * 275}{8362}} = 18.82$$

$$\Phi = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 * [1 + 0.34 * (18.82 - 0.2) + 18.82^2] = 180.76$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{180.76 + \sqrt{180.76^2 - 18.82^2}} = 2.78 * 10^{-3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * 2A * f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{2.78 * 10^{-3} * 2 * 5383 * 275}{1.05} \cong 7839 \text{ N}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

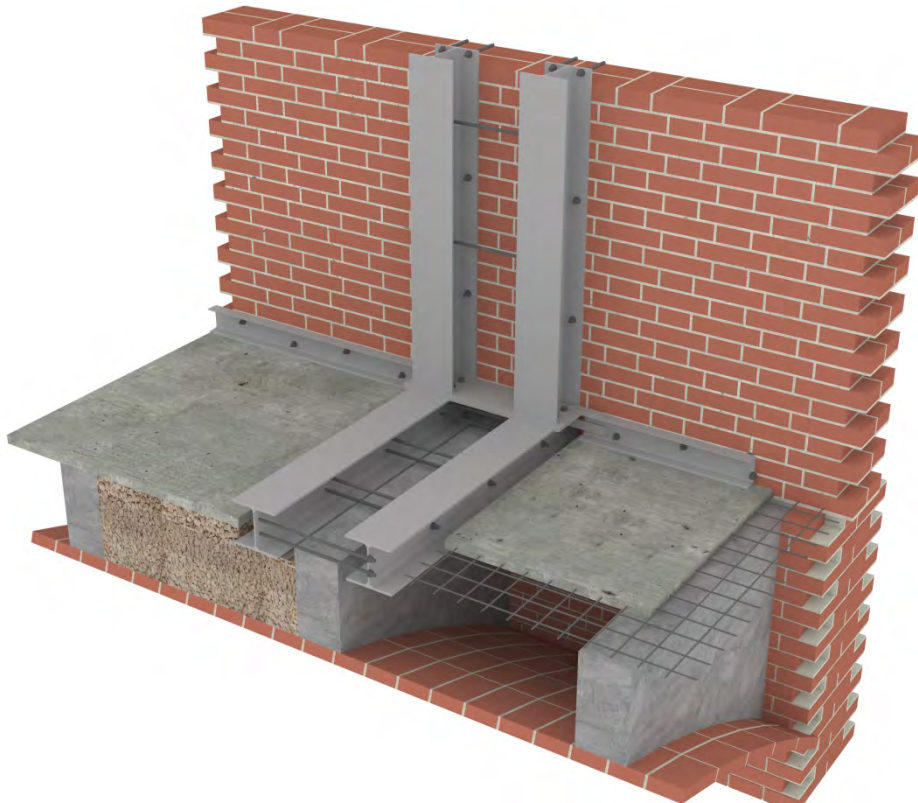


Figura 201: Vista assonometrica del nodo tra piano interrato e piano terra del portale controvento (TAVOLA 25)

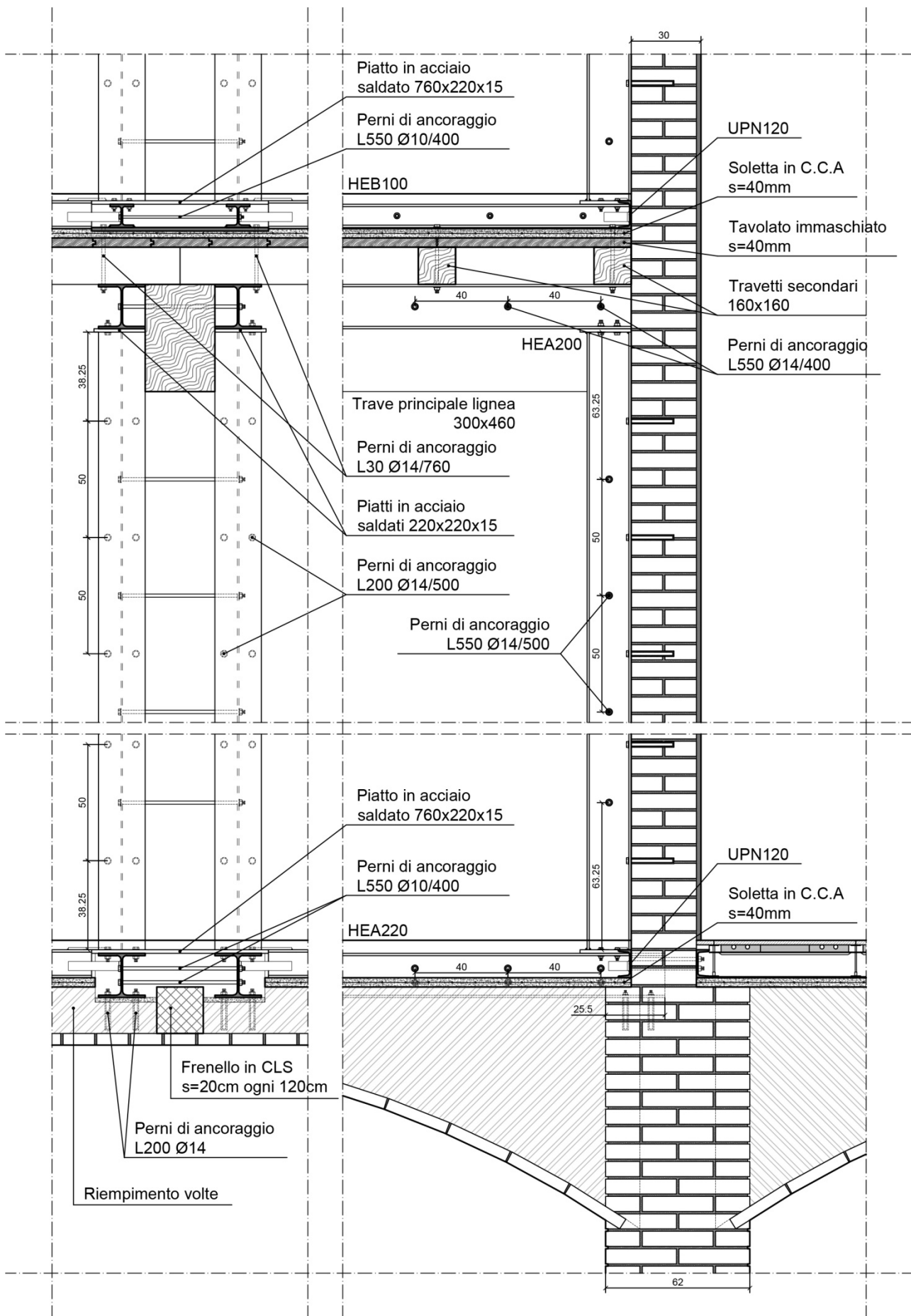


Figura 202: Dettaglio portale controvento posto al piano terra (TAVOLA 25) - scala 1:20

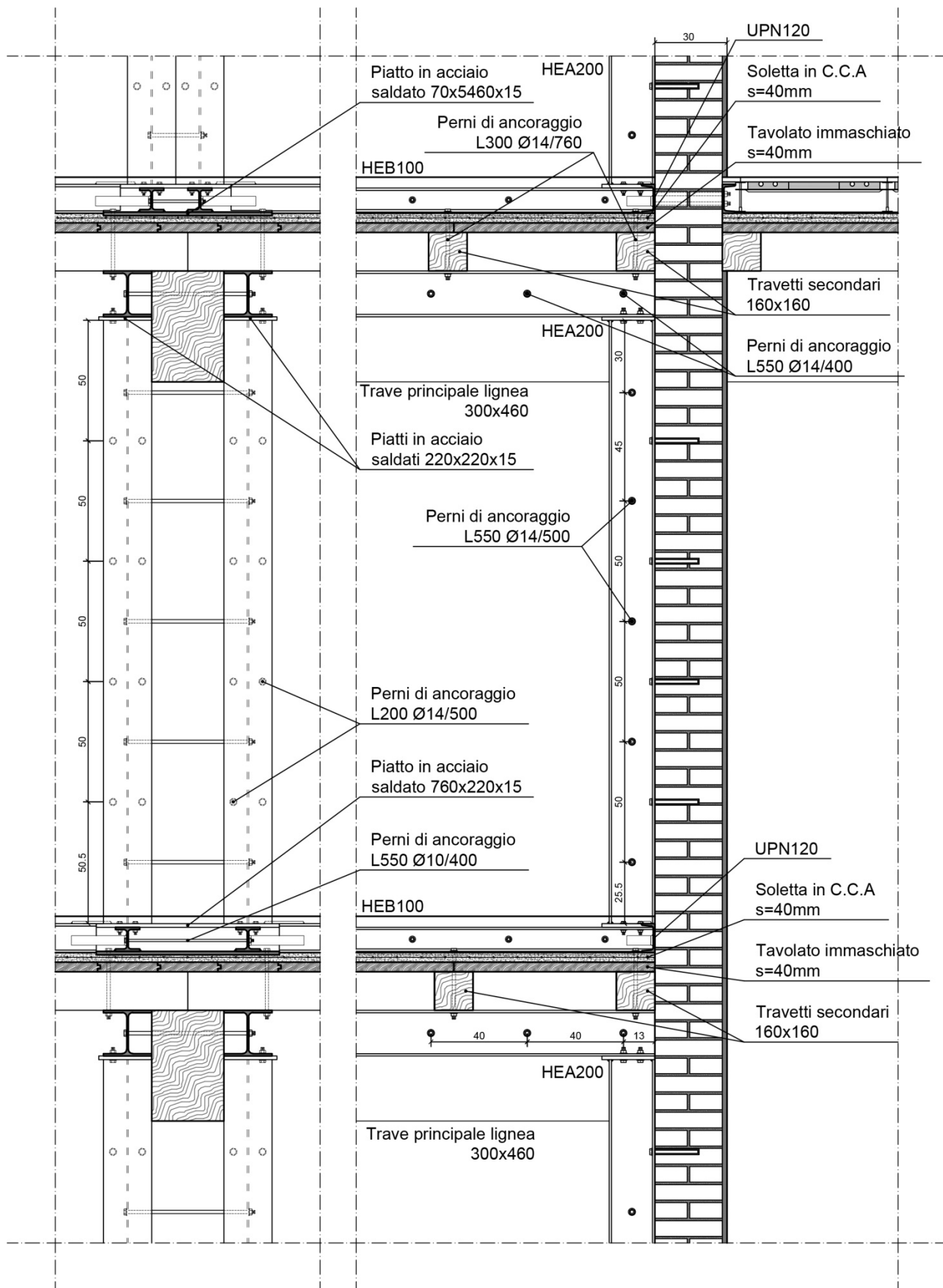


Figura 203: Dettaglio portale controvento posto al piano ammezzato (TAVOLA 26) - scala 1:20

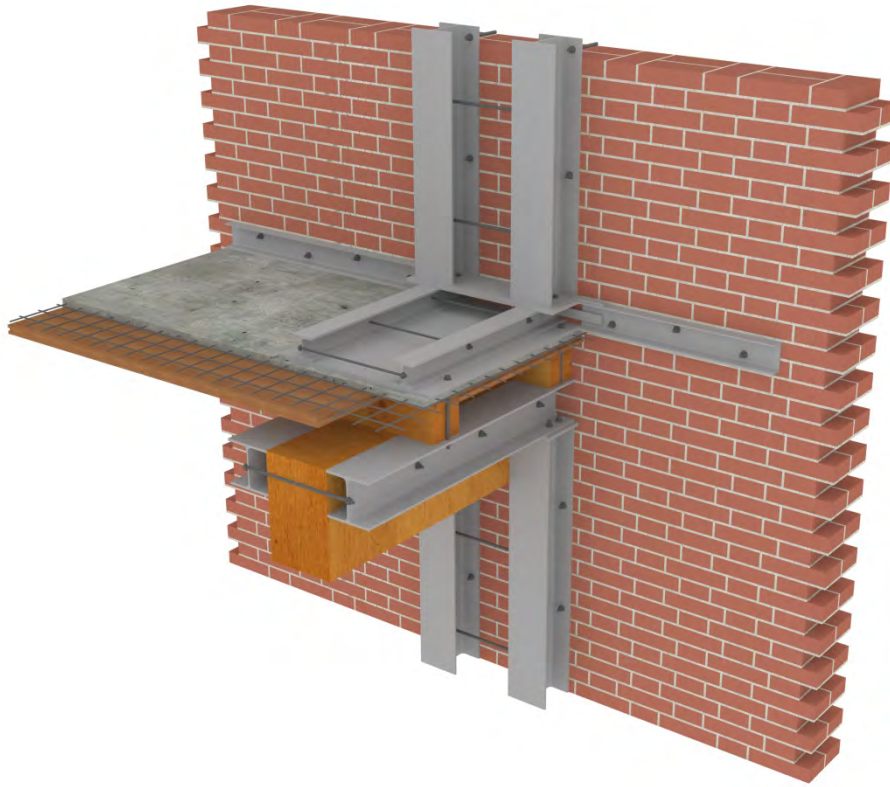


Figura 204: Vista assonometrica del nodo tra piano terra e piano ammezzato del portale controvento (TAVOLA 25-26)

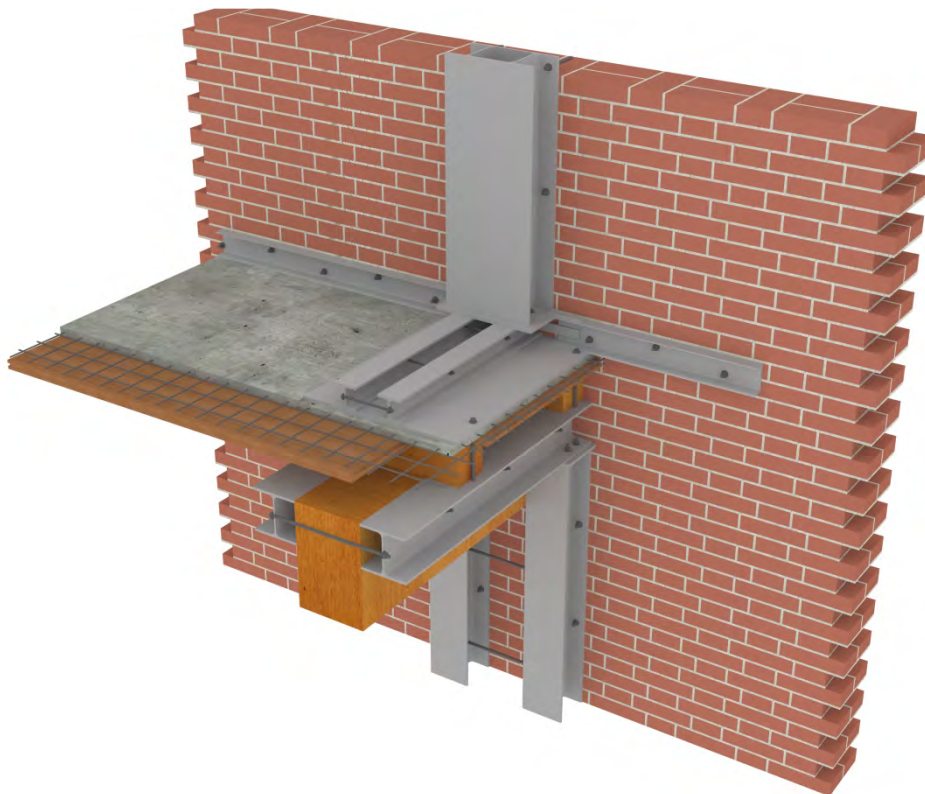


Figura 205: Vista assonometrica del nodo tra piano ammezzato e piano primo del portale controvento (TAVOLA 26-27)

6.1.2.2 Telai posti al piano primo

Per quanto riguarda i telai che vengono posizionati al piano primo, visto che andranno a sostituire le pareti tramezze tra le varie stanze, come detto in precedenza, si è deciso di verificare la resistenza dell'architrave e la rigidezza del portale metallico.

La Circolare n.617 del 2 febbraio 2009, al punto C8.4.3 prevede che, l'apertura di un vano in una parete portante, accompagnata da opportuni rinforzi, non indebolisca l'elemento variato sia per quanto riguarda la rigidezza che la resistenza; siccome tale apertura viene eseguita su un tramezzo, si è deciso di verificare che la rigidezza finale del portale, sia almeno pari al 60% della rigidezza di una parete portante in laterizio a due teste. Questa decisione, si ritiene plausibile, in quanto si andrebbe in ogni caso ad aumentare la rigidezza della struttura, in quanto la parete tramezza non garantisce nessuna caratteristica strutturale.

Come per la verifica del livello di sicurezza sismica LV1, per le caratteristiche meccaniche della murature, in assenza di saggi eseguiti sull'edificio, si fa riferimento alla Tabella C8A.2.1 Circolare 617 del 02/02/2009 "Valori caratteristici muratura", alla voce "mattoni pieni e malta di calce", prendendo i valori minori, ad esclusione di E e G, per cui si prendono i valori medi, e dividendoli per il fattore di confidenza calcolato, $FC=1,21$.

Per quanto riguarda le verifiche eseguite sull'architrave, si è fa riferimento al caso di apertura di un vano nella muratura, col solo inserimento dell'architrave metallico, andando però a considerare, per il calcolo delle reazione e degli sforzi, al posto dello schema statico appoggio-appoggio, che avrei nel caso dell'inserimento del solo architrave, lo schema statico incastro-incastro, che ho nel mio caso, essendo i collegamenti tra l'architrave e i montanti verticali saldati. Come per i portali al piano terra e ammezzato, anche in questo caso, si è scelto di accoppiare due portali, costituiti da profilati metallici HEA200, in acciaio S275. Prima di iniziare con le verifiche, si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del portale che si vuole andare ad inserire, i valori caratteristici della muratura e le caratteristiche del profilo HEA200:

- luce netta dell'architrave..... $b=4.96$ m
- luce di calcolo dell'architrave..... $b'=1.05*4.96=5.208$ m
- luce del solaio che grava sull'architrave..... $l=5.805$ m
- altezza totale del portale..... $h=3.65$ m
- altezza dei montanti..... $h_1=3.45$ m
- altezza rimanente del tramezzo che appoggia sull'architrave..... $h'=1.55$ m
- lunghezza totale del tramezzo..... $L=5.46$ m
- spessore tramezzo..... $s=0.20$ m
- peso specifico della muratura..... $w=18000$ kg/m³
- modulo di elasticità normale della muratura..... $E=12396.70$ kg/cm²
- modulo di elasticità tangenziale della muratura..... $G=4132.23$ kg/cm²
- peso specifico del profilato HEA200..... $p=42.3$ kg/m
- area HEA200..... $A=53.83$ cm²
- area della sezione resistente a taglio agente lungo z..... $A_{vz}=18.08$ cm²
- area della sezione resistente a taglio agente lungo y..... $A_{vy}=40.00$ cm²
- momento d'inerzia attorno all'asse y..... $I_y=3692$ cm⁴
- momento d'inerzia attorno all'asse z..... $I_z=1336$ cm⁴
- modulo di resistenza plastico attorno all'asse y..... $W_{pl,y}=429.5$ cm³
- modulo di resistenza plastico attorno all'asse z..... $W_{pl,z}=203.8$ cm³
- valore di snervamento dell'acciaio..... $f_{yk}=275$ N/mm²
- modulo di elasticità dell'acciaio..... $E=210000$ N/mm²

Come già annunciato in precedenza, sull'architrave gravano i seguenti pesi:

- Pesi strutturali g_1 :
 - Peso proprio profilato HEA200..... 42.3 kg/m
- Pesi non strutturali g_2 :
 - Volte autoportanti in gesso e cannucciato..... 50 kg/m²
 - Muro tramezzo..... 1800 kg/m³
- Carichi variabili q_k :
 - Categoria C2..... 400 kg/m²

Per il calcolo delle sollecitazioni massime, a cui è sottoposta l'architrave, si fa riferimento allo schema statico di una trave a doppio incastro, caricata da un carico uniformemente distribuito, dato dalla somma del carico dovuto al solaio, al peso proprio dell'architrave e alla parete tramezza soprastante. Solitamente, per il calcolo del peso del muro, si considera gravante sull'architrave, solo il peso della porzione della muratura compresa all'interno di un triangolo equilatero; ma in questo caso, visto che il portale va a sostituire completamente la parete tramezza, si è deciso di considerare gravante sull'architrave l'intera parete tramezza. Quindi il peso totale portato dalla dall'architrave è ricavato tramite la somma dei pesi lineari, sopracitati, fattorizzandoli tramite la combinazione fondamentale, impiegata per le verifiche degli stati limiti ultimi (SLU), attraverso la formula sottostante:

$$q = 1.3 * 2 * 42.3 + 1.5 * (5.805 * 50 + 0.2 * 1.55 * 1800) + 1.5 * 400 \cong 1927.40 \text{ kg/m}$$

Considerando quindi lo schema statico incastro-incastro, le sollecitazioni massime a cui l'architrave è sottoposta, risultano essere:

$$M_{max}' = \frac{ql_0^2}{24} = \frac{1927.40 * 5.208^2}{12} = 4356.45 \text{ kg} = 43.57 \text{ KNm}$$

$$V_{max}' = \frac{ql_0^2}{2} = \frac{1927.40 * 5.208^2}{2} = 26138.70 \text{ kg} = 261.40 \text{ KN}$$

Visto che per l'architrave si utilizzano due profilati HEA200 accoppiati, le sollecitazioni massime saranno dimezzate, in quanto la verifica viene fatta su un solo profilato.

$$M_{max} = \frac{M_{max}'}{2} = 21.78 \text{ KNm}$$

$$V_{max} = \frac{V_{max}'}{2} = 130.70 \text{ KN}$$

Verifiche di resistenza dell'architrave:

Verifica a flessione monoassiale

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{429.5 * 275}{1.05} = 112.50 \text{ Nm}$$

$$\frac{M_{max}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{vz} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} * \frac{1}{3^{0.5}} = \frac{18.08 * 27500}{1.05} * \frac{1}{3^{0.5}} = 273.40 \text{ N}$$

$$\frac{V_{max}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

Verifica di deformabilità dell'architrave

$$f = \frac{1}{384} * \frac{ql_0^4}{nEJ_{min}} = \frac{1}{384} * \frac{19.274 * 520.8^4}{2 * 2.1 * 10^7 * 1336} = 0.0658 \text{ cm}$$

$$f \leq \frac{l_0}{500} \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

Verifica della rigidezza del portale metallico:

Come detto in precedenza, essendo un intervento migliorativo, si considera che per essere verificata, la rigidezza del portale sia pari al 60% della rigidezza che ha una parete portante a due teste in laterizio, quindi di spessore $t=25\text{cm}$.

$$K_m = \frac{G * t * (L/h)}{\frac{6}{5} + \frac{\chi}{6} * \left(\frac{h}{L}\right)^2} = \frac{4132.23 * 25 * (546/365)}{\frac{6}{5} + \frac{4}{6} * \left(\frac{365}{546}\right)^2} = 103165.33 \text{ kg/cm}$$

$$K_p = \frac{12 * E * \sum I_y}{h_1^3} = \frac{12 * 2.1 * 10^7 * 4 * 3692}{345^3} = 90628.53 \text{ kg/cm}$$

$K_p \geq 60\%K_m \quad \rightarrow \text{Verificato}$

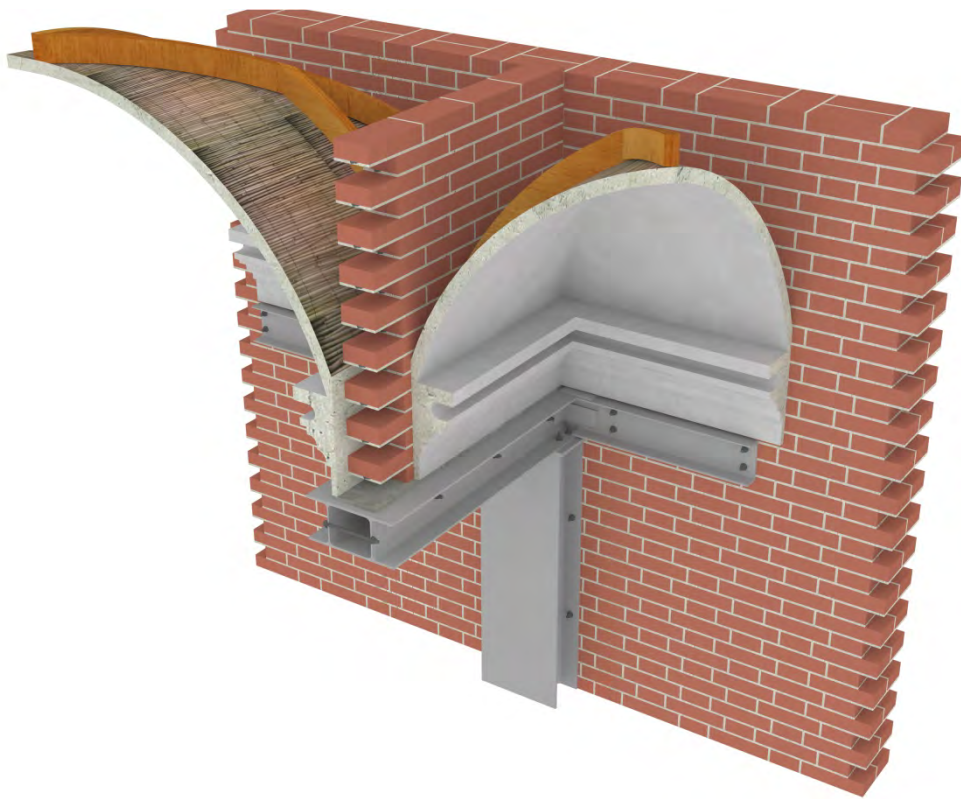


Figura 206: Vista assonometrica del nodo tra piano primo e piano di copertura del portale controvento (TAVOLA 27)

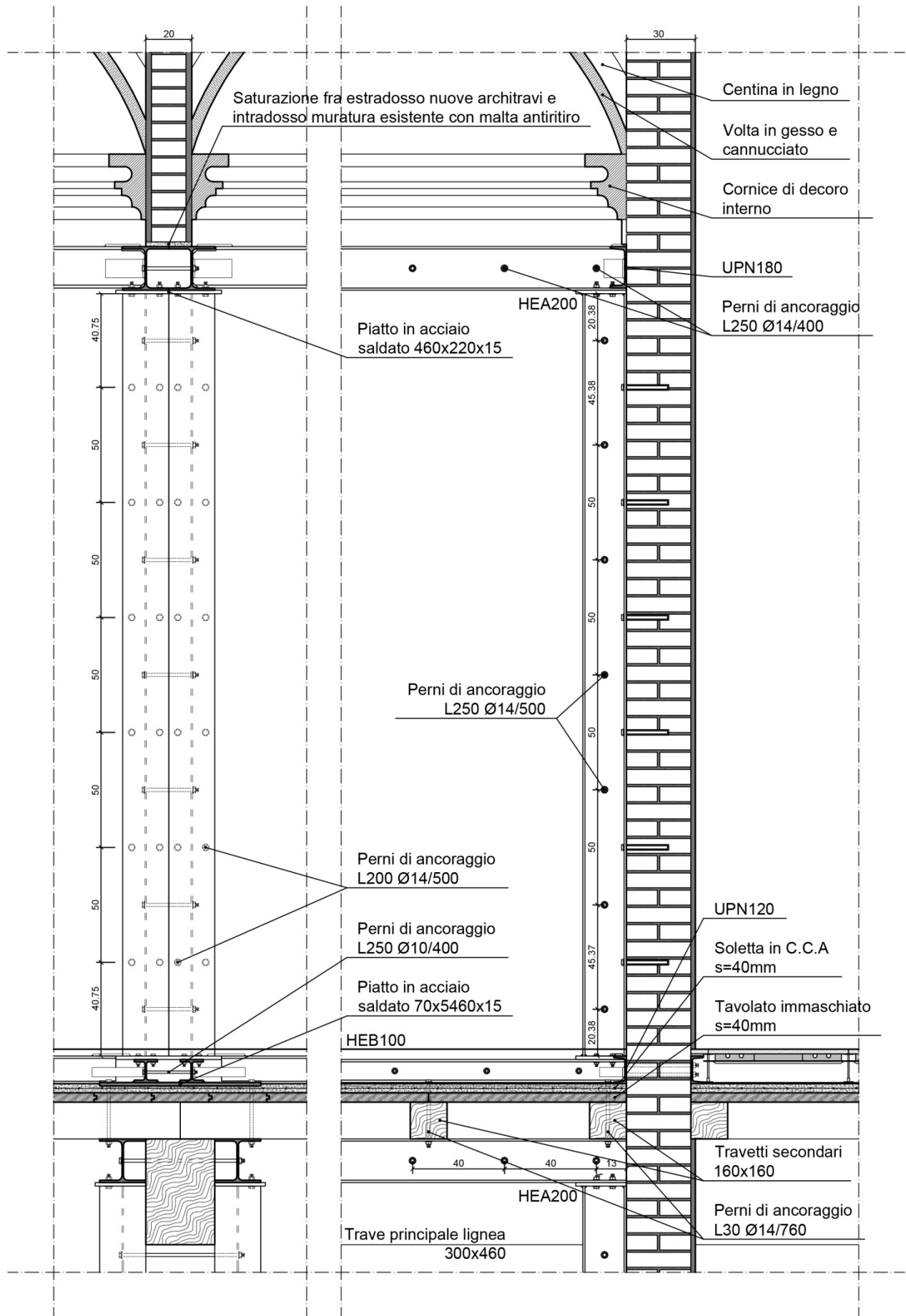


Figura 207: Dettaglio portale controvento posto al piano primo (TAVOLA 27) - scala 1:20

6.1.3 Cordoli solai

Sempre per aumentare le scatolarità dei vani e migliorare il collegamento tra le pareti verticali e gli orizzontamenti, i solai e la copertura, si è previsto l'inserimento di profilati metallici UPN120, che verranno collegati sia alle pareti che alla soletta in C.C.A. del solaio, come si può vedere dai particolari costruttivi. Tali profili saranno posti all'interno dei singoli vani, sul perimetro dei muri portanti e di controvento, sopra alla soletta in C.C.A. del solaio, così da rimanere inglobati nel pacchetto impiantistico e rimanere nascosti sotto al pavimento. Diversamente, al piano primo, i cordoli esterni, posti al livello del tetto, saranno a vista.

L'inserimento dei cordoli, è importante soprattutto, come si potrà vedere nei paragrafi seguenti, per risolvere il cinematismo di danno locale, il ribaltamento semplice di parete monolitica, rilevato al piano primo nella parete che divide la loggia centrale con l'ala Ovest. Infatti, visto la presenza dei due nuovi cordoli, uno posto circa a metà dell'altezza del paramento, al livello dell'architrave dei portali di controvento studiati nel paragrafo precedente, ed uno posto in sommità al livello del tetto, tale meccanismo di danno non sarà più verificato come un ribaltamento semplice, ma come una flessione verticale a due piani; aspettandoci quindi un miglioramento e un risultato positivo della verifica.

Di seguito, oltre ai particolari costruttivi, viene riportato anche un esempio del calcolo del tiro della catena, eseguito tramite un modello di calcolo presente all'interno delle schede CINE, in quanto, tali cordoli, hanno la stessa funzione dei tiranti interni. Il valore trovato, verrà poi inserito e utilizzato nelle verifiche sui meccanismi di danno locali eseguite nei prossimi paragrafi.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
Caratteristiche e geometriche	Area della sezione trasversale del tirante A_s (mm^2)	615.75
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a (cm)	12.00
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b (cm)	540.00
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t (cm)	32.00
	Angolo di attrito della muratura β ($^\circ$)	45.00
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 (cm)	6480.00
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata (m)	0.00
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 (cm)	6480.00
	$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	1.00
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 (%)	90%
Parametri meccanici	Fattore di confidenza FC	1.21
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2.00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ (N/mm^2)	275.00
	Resistenza media a compressione della muratura σ_m (N/cm^2)	240.00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 (N/cm^2)	6.00
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ (N/cm^2)	99.17
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ (N/cm^2)	2.48
Tiro della catena	Resistenza dei tiranti allo snervamento T_1 (KN)	124.40
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 (KN)	97.00
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 (KN)	642.60
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T (KN)	97.00

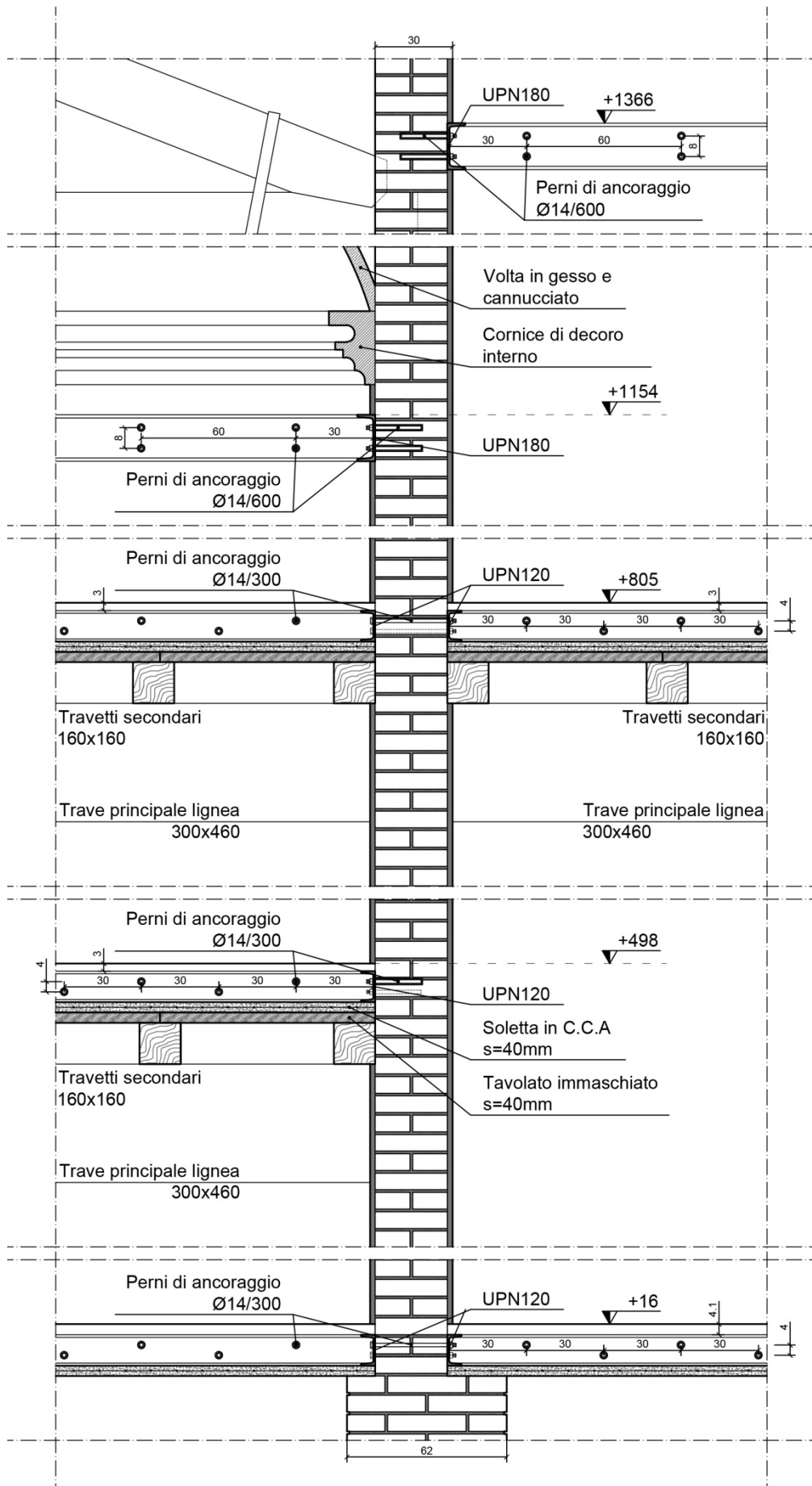


Figura 208: Dettaglio cordoli solai ai vari piani (TAVOLA 28) - scala 1:20

6.1.4 Vano ascensore Sud-Ovest

Come si è già potuto vedere nel progetto architettonico, per garantire il collegamento di tutti i piani, è stato necessario posizionare un ascensore lungo le due ali laterali alla loggia centrale. Come posizione, per l'ala Ovest, si è scelto di posizionare il vano dell'ascensore nell'angolo a Sud-Ovest, vicino alla scala, al posto dei ripostigli. Questi ripostigli, come si può vedere dalla sezione C-C, erano posti a varie altezze, infatti ad alcuni ci si accedeva dal piano, mentre ad altri ci si accedeva direttamente dalle scale.

Per far spazio al vano dell'ascensore, si è quindi scelto di demolire i solai lignei a singola orditura presenti, formati da travetti 16x16cm, tavolato immaschiato di spessore 4cm e da una soletta in C.C.A. di spessore 4cm. Anche in questo caso, per garantire il comportamento scatolare della struttura e per non avere altezze libere di inflessioni troppo grandi, si è scelto di posizionare, al livello dei solai principali, il cordolo di cerchiatura metallica studiato nel paragrafo precedente.

Sempre per quanto riguarda i solai, un'altra modifica è stata fatta sull'ultimo solaio, quello in sommità, che si è pensato di sostituirlo con un solaio in acciaio, più resistente, visto che deve sorreggere il vano tecnico dell'ascensore, in cui sarà posto il motore.

Per quanto riguarda il piano di partenza dell'ascensore, per necessità strutturali e costruttive legate all'ascensore, si è deciso di abbassare il livello, andando poi anche a ricreare una nuova soletta di fondazione.

6.1.5 Nuova scala Est tra piano interrato e piano terra

Anche in questo caso, come si è già appurato nel progetto architettonico, per migliorare i collegamenti interni alla villa e per garantire un'ulteriore via di esodo dal piano interrato, si è deciso di prolungare la scala ad Est, che allo stato attuale collega il piano terra, ammezzato e primo, fino al piano interrato.

Per fare ciò, innanzitutto verrà demolita la struttura voltata che sorreggeva il solaio al piano terra, tenendo solo il pianerottolo di partenza della scala, e successivamente si procederà con la costruzione delle nuove rampe e del pianerottolo di arrivo al piano terra. La nuova struttura sarà costituita, come per la scala già esistente, da una soletta, che si appoggia sui muri portanti, in C.C.A., che verrà poi rifinita come la scala attuale.

Ai fini del progetto strutturale, si è deciso di non verificare tale elemento costruttivo, ma si è fatta solo un predimensionamento per definire lo spessore della soletta e l'armatura minima.

6.1.6 Ascensore ala Est

Sempre con la finalità di migliorare i collegamenti interni alla villa e per garantire il collegamento di tutti i piani, si è deciso di posizionare un ascensore anche nell'ala Est. Come posizione per l'ascensore è stata scelta la "tromba delle scale", visto che, internamente tra le varie rampe, rimaneva libero uno spazio di dimensioni adatte a contenere l'ascensore, che per non impattare e chiudere troppo lo spazio, si è scelto di farlo a vista, con una struttura portante in acciaio, rivestita da pareti vetrate.

Questo ascensore, come si può vedere dai dettagli costruttivi, si collega ai pianerottoli di arrivo della scala ai vari piani, mentre per l'arrivo al piano primo, si è dovuta creare una piattaforma di arrivo, visto la mancanza del pianerottolo della scala. Per questioni strutturali e di collegamenti tra le varie strutture, si è scelto di fare questa piattaforma in acciaio e vetro. Così facendo, è stato possibile connettere la struttura autoportante dell'ascensore al piano primo, irrobustendola e diminuendo notevolmente l'altezza libera priva da ogni collegamento.

Anche in questo caso, come per l'altro ascensore che si è deciso di montare nell'angolo a Sud-Ovest, per necessità strutturali e costruttive legate all'ascensore, si è deciso di abbassare il livello di partenza, andando a creare una nuova soletta di fondazione.

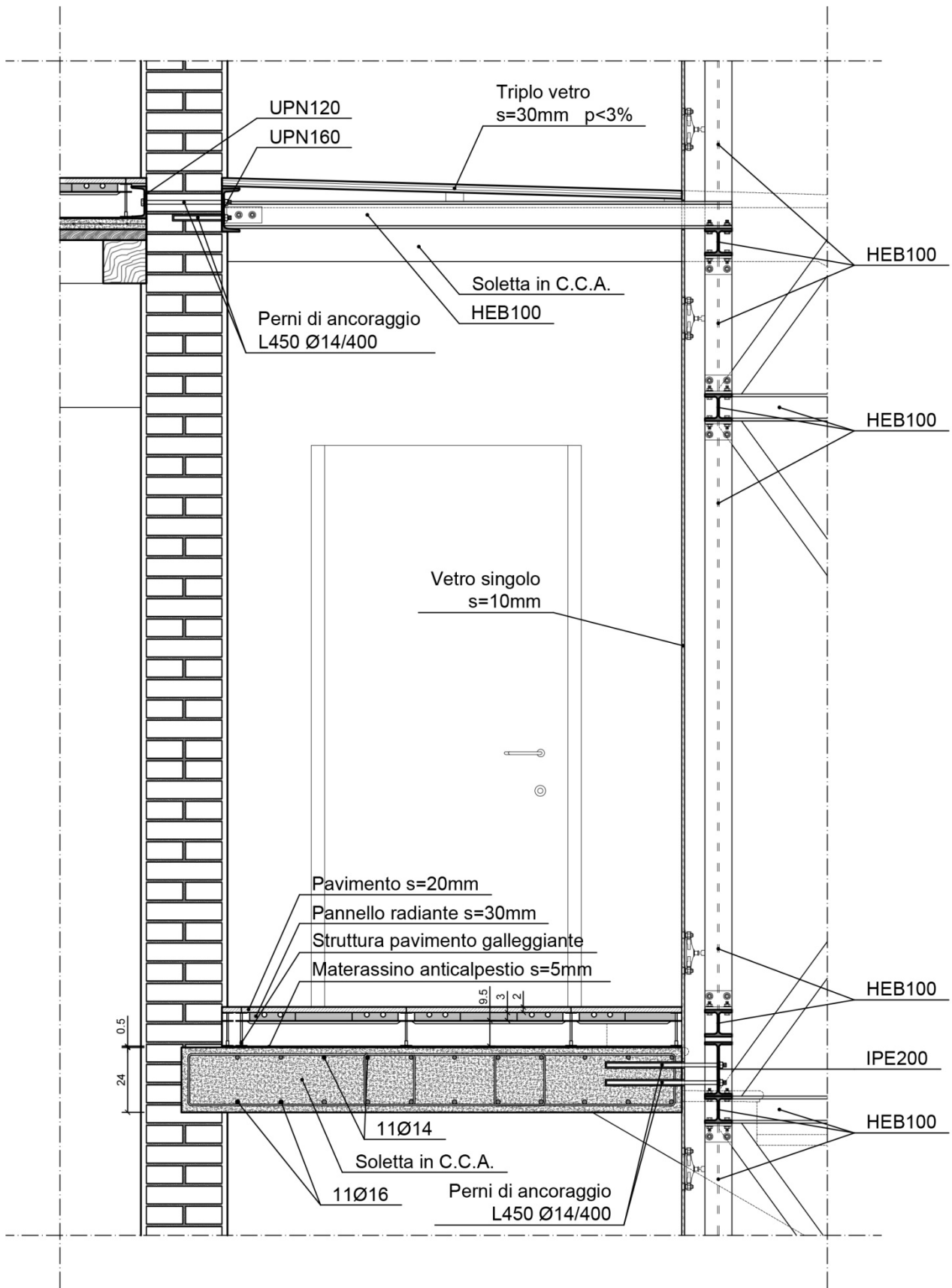


Figura 209: Dettaglio collegamento nuovo ascensore ala Est con la soletta della scala esistente al piano ammezzato e con la nuova piattaforma di sbarco in acciaio al piano primo (TAVOLA 28)

6.1.7 Chiusura di aperture nelle pareti portanti

Come si è visto nello stato comparativo, per migliorare l'organizzazione degli spazi all'interno della villa, nei vari piani, si è prevista la chiusura di alcune aperture nei pareti portanti.

Per fare ciò, si è provveduto, alla costruzione di una nuova muratura portante, usando laterizi il più possibile simili a quelli originali, ammorsata alla muratura esistente; ricreando così una tessitura omogenea. Per favorire questo ammorsamento, come si può vedere dai dettagli sottostanti, le ammorsature sono state saturate con malta antiritiro e ogni otto mani di mattoni è stata prevista l'inserimento di barre di ancoraggio $\phi 14$ di lunghezza $L=100\text{cm}$, inghisate con resina epossidica entro fori $\phi 16$ ogni 8 mani di mattoni.

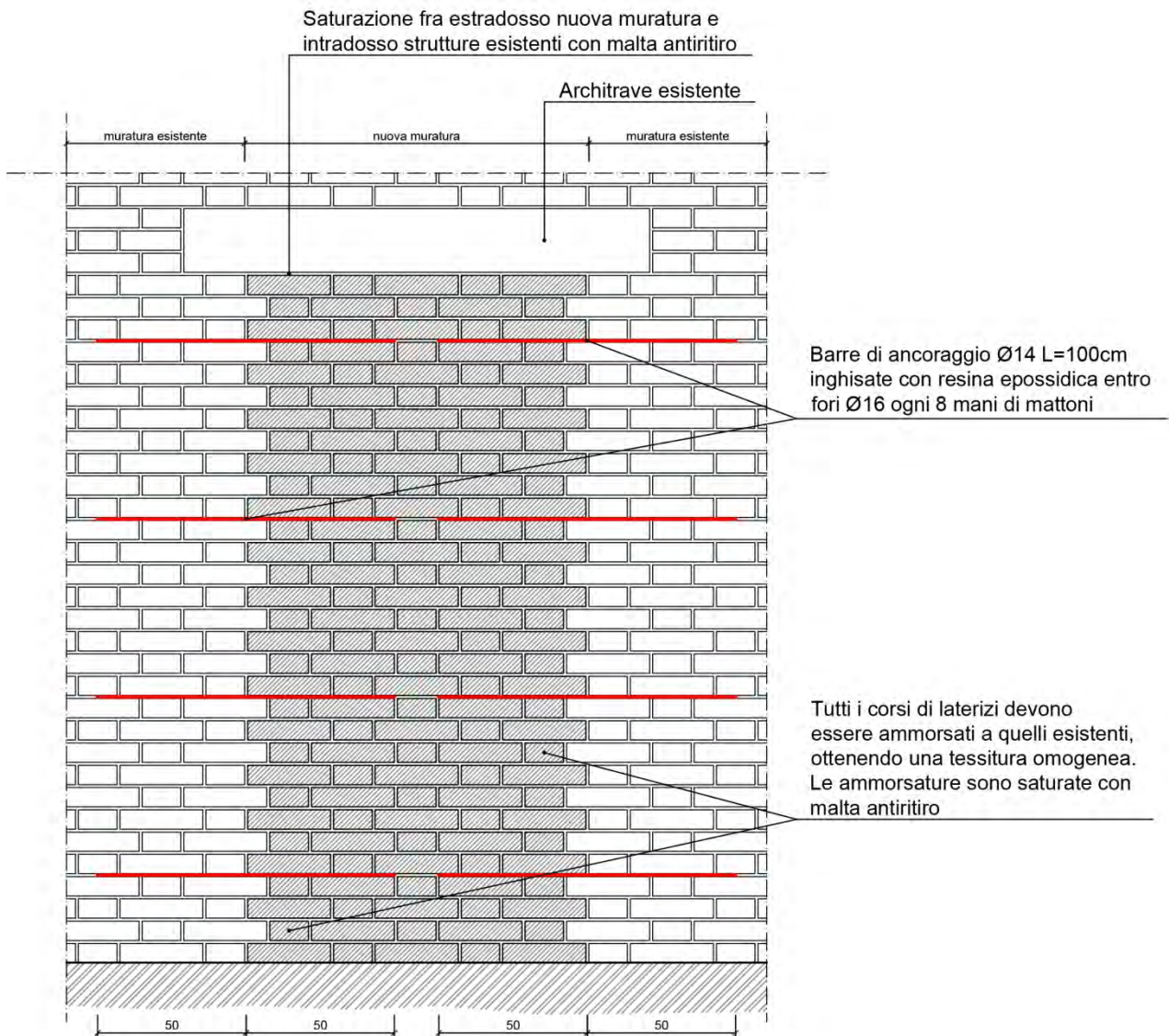


Figura 210: Dettaglio chiusura di un'apertura in una parete in muratura portante (TAVOLA 24) - scala 1:20

6.1.8 Spostamento di un'apertura in una parete portante

Al piano interrato, si è dovuto procedere allo spostamento di un'apertura nella parete portante, situata nell'angolo Sud-Est, per migliorare la gestione della distribuzione degli spazi interni.

Si procede quindi alle verifiche, aiutandosi con una scheda excel, che diranno se lo spostamento è verificato e se necessita o meno di una cerchiatura metallica.

Innanzitutto viene calcolata la rigidità iniziale, K_{in} , della parete, tramite la seguente formula:

$$K = \frac{GAEl^2}{h^3G + 1.2hEl^2}$$

Dove: E, G sono i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;

l, h sono la larghezza e altezza del maschio murario;

$A = l * t$ è l'area del maschio murario (t è lo spessore del maschio)

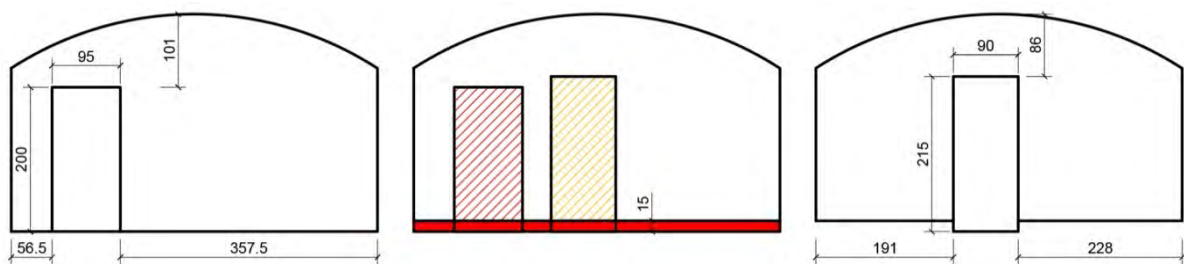


Figura 211: Schema riassuntivo delle geometrie dello spostamento dell'apertura

In seguito allo spostamento dell'apertura, la parete assume una diversa conformazione da quella iniziale e la rigidità, K_{mod} , nello stato modificato, tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche, quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio, ecc., non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale, per cui è ammesso un decremento/incremento massimo della rigidità pari al 15%.

Nel nostro caso, tramite la formula precedente, viene calcolata la rigidità dei due maschi murari, divisi dall'apertura in esame, prima e dopo lo spostamento, ottenendo:

$$K_{in} = 353062.41 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod} = 311467.62 \text{ KN/m}$$

Perciò, anche se la resistenza finale risulta inferiore della resistenza iniziale, la verifica risulta soddisfatta in quanto la variazione della rigidità ricade all'interno del +/-15%.

Si prosegue, eseguendo il confronto tra la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza finale risulti superiore alla resistenza che possedeva la parete prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione, che quella per presso-flessione; considerando come valore di calcolo il minore tra i due.

La resistenza a taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari, dovendo infine ottenere $V_{mod} \geq V_{in}$.

L'azione tagliante ultima del maschio murario si calcola con la formula:

$$V_t = l * t * 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: l, t sono la lunghezza e lo spessore del maschio murario;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

f_{td} è la resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura e vale

$$f_{td} = 1.5\tau_{0d};$$

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque deve essere compreso tra 1 e 1.5.

Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale, taglio per trazione. La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo: $M_u = \sigma_0 * l^2 * \frac{t}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d}\right)$

Dove: $\sigma_0 = \frac{N}{l * t}$ è la tensione media verticale;

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Pertanto l'azione tagliante, che produce la rottura per presso-flessione, sarà:

$$V_{pff} = \frac{2M_u}{h}$$

Quindi la resistenza al taglio ultima di ciascun maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce la rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per presso-flessione. Nel nostro caso i valori ottenuti sono:

$$V_{in} = \min (V_t; V_{pff}) = 371.81 \text{ KN}$$

$$V_{mod} = \min (V_t; V_{pff}) = 391.16 \text{ KN}$$

Per cui anche la verifica di resistenza dei maschi murari risulta verificata.

Visto che le verifiche appena fatte sono risultate positive, possiamo dire che lo spostamento dell'apertura risulta verificato anche senza l'uso di una cerchiatura metallica; quindi, in fase di realizzazione, basterà prevedere il solo inserimento dell'architrave metallica, che verrà poi verificata a flessione monoassiale, taglio e deformabilità, nello stesso modo rispetto alle verifiche fatte per l'architrave metallica dei portali da realizzare al piano primo, considerando però, per il calcolo delle sollecitazioni massime, lo schema statico di una trave semplicemente appoggiata, caricata da un carico uniformemente distribuito, dato dalla somma del carico dovuto al solaio e quello dovuto al peso proprio dell'architrave, e da un carico triangolare dovuto al peso proprio della muratura sovrastante.

Per questioni geometriche si è deciso di usare come architrave due profili HEA300, in acciaio S235, anche se, a seguito delle verifiche, risultano estremamente verificate.

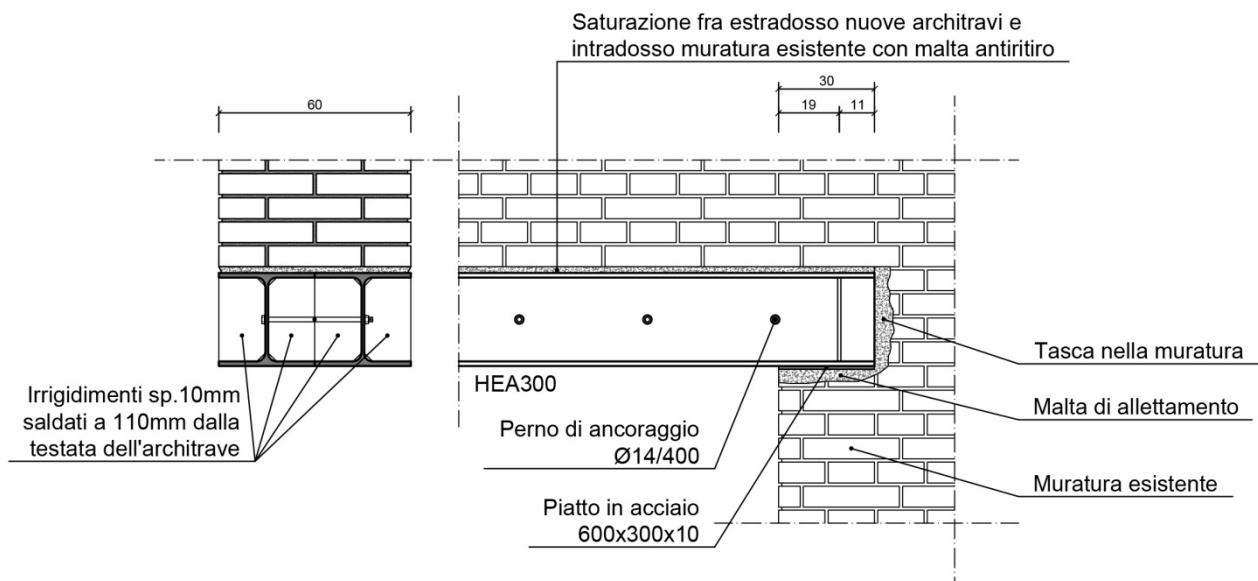


Figura 212: Dettaglio architrave metallica per nuova apertura (TAVOLA 24) - scala 1:20

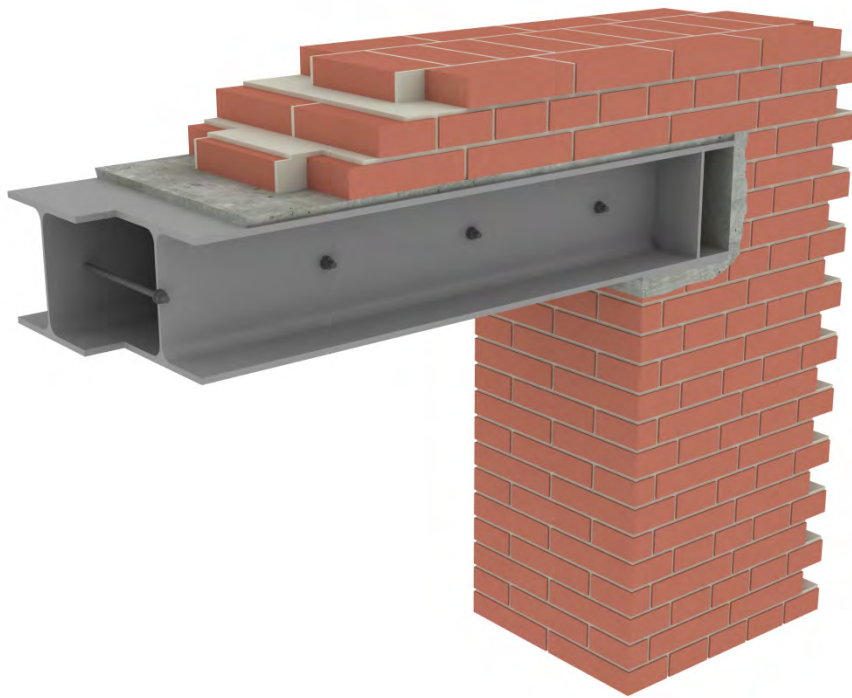


Figura 213: Vista assonometrica architrave metallico nuova apertura (TAVOLA 24)

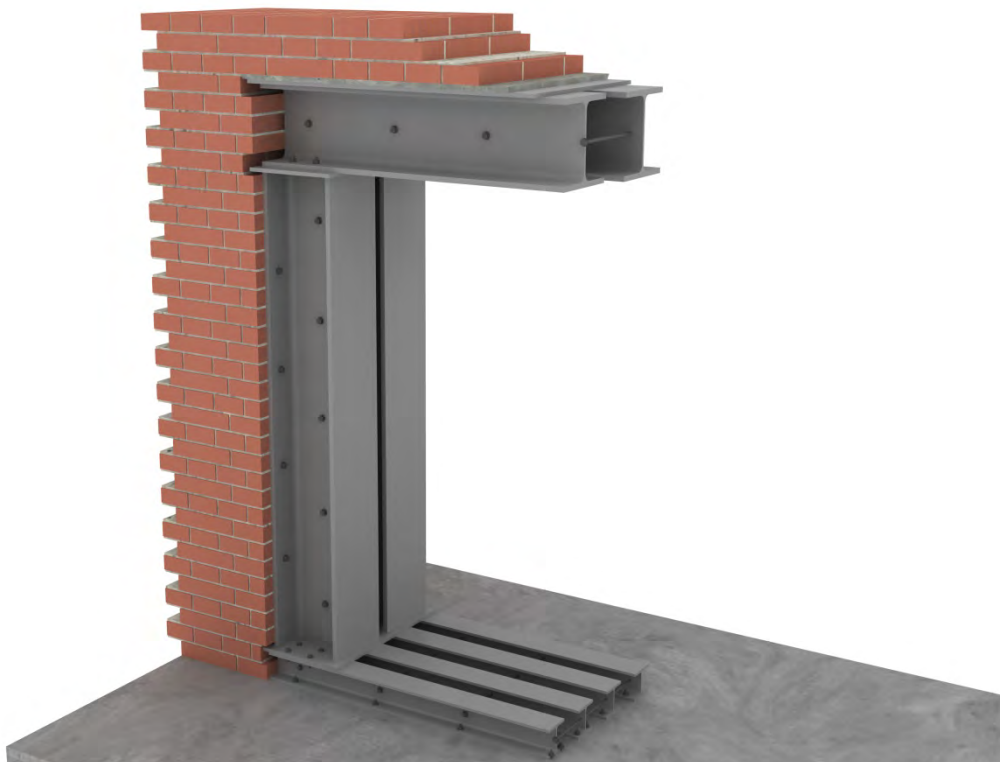


Figura 214: Vista assonometrica cerchiatura metallica nuova apertura (TAVOLA 24)

6.1.9 Apertura di vani nelle pareti portanti

Come per il paragrafo precedente, sempre per migliorare la distribuzione degli spazi interni alla villa, si è prevista l'apertura di alcuni vani all'interno delle pareti portanti, con l'inserimento o di sole architravi in acciaio o, ove richiesto per soddisfare le verifiche, con l'inserimento di cerchiature metalliche.

Per fare il dimensionamento dell'architrave, o della cerchiatura, e le relative verifiche si fa riferimento ad una scheda excel, che dopo l'inserimento dei dati dello stato attuale e dello stato modificato, ci dice se le verifiche sono positive o se per renderle positive bisogna inserire una cerchiatura metallica. Con l'utilizzo di tale scheda excel, sono state verificate tutte le aperture fatte nei muri portanti, ma per semplificazione di seguito riportiamo le più significative, raggruppando le aperture simili per carichi a cui sono sottoposte, in quanto le verifiche, e la conseguente conformazione finale, sarà simile.

6.1.9.1 Apertura 1: piano interrato

Questo intervento prevede la realizzazione di un'apertura in una parete portante in muratura, realizzata al piano interrato per migliorare la distribuzione degli spazi interni e i collegamenti tra le sale espositive.

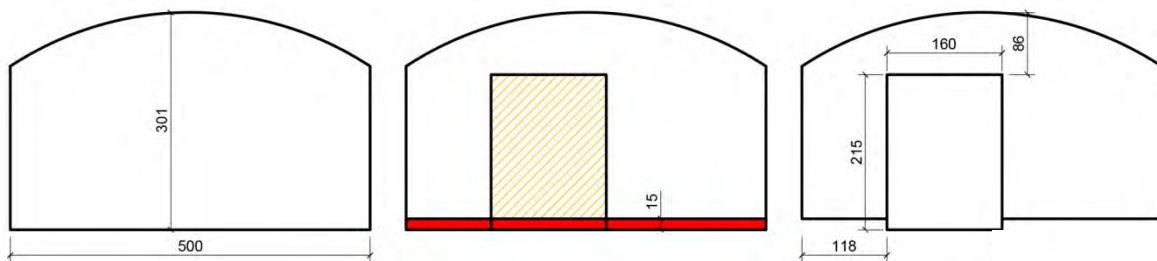


Figura 215: Schema riassuntivo delle geometrie dell'apertura 1 da realizzare

Come detto in precedenza, in questa casistica di intervento, rientrano varie aperture fatte a tale piano, simili per dimensioni e sollecitazioni; quindi si procederà alla verifica del caso peggiore.

Si procede quindi alle verifiche, aiutandosi con una scheda excel, che diranno se l'apertura che viene fatta è verificata e se necessita o meno di una cerchiatura metallica.

Innanzitutto viene calcolata la rigidezza iniziale, K_{in} , della parete, tramite la seguente formula:

$$K = \frac{GAEl^2}{h^3G + 1.2hEl^2}$$

Dove: E, G sono i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;

l, h sono la larghezza e altezza del maschio murario;

$A = l * t$ è l'area del maschio murario (t è lo spessore del maschio)

In seguito all'apertura del vano, la parete assume una diversa conformazione da quella iniziale e la rigidezza, K_{mod} , nello stato modificato, tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche, quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio, ecc., non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale, per cui è ammesso un decremento/incremento massimo della rigidezza pari al 15%.

Nel nostro caso, tramite la formula precedente, viene calcolata la rigidezza del maschio murario iniziale e dei due maschi murari finali, divisi dall'apertura in esame, ottenendo:

$$K_{in} = 594226.60 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod} = 301196.61 \text{ KN/m}$$

La verifica non risulta soddisfatta, in quanto la rigidezza finale risulta essere di molto inferiore alla rigidezza iniziale, essendo la sua variazione superiore al +/-15%.

Perciò, per tale intervento, sarà necessario prevedere un rinforzo, eseguito tramite l'inserimento di una cerchiatura metallica, andando così a migliorare sia la rigidezza, che la resistenza a taglio, anch'essa non verificata.

È stato quindi deciso, anche per questioni geometriche, di inserire all'interno dell'apertura, un portale composto da due profilati HEB320 accoppiati; andandosi così a calcolare la nuova

rigidezza della parete, data dalla somma della rigidezza dei maschi murari e della cerchiatura in acciaio.

La rigidezza della cerchiatura è calcolata tramite la formula seguente e risulta essere:

$$K_T = \frac{12 * E * \sum J_P}{H^3} = 312591.95 \text{ KN/m}$$

Dove: E è il modulo elastico del materiale costituente i piedritti, acciaio S275 E=210000 N/mm²;

$\sum J_P$ è la somma dei momenti di inerzia dei piedritti, 2 HEB320 $\sum J_P = 4 * 30820 = 123280 \text{ cm}^4$;

H è l'altezza del piedritto, H=215 cm.

La rigidezza finale della parete, data dalla somma della rigidezza dei due maschi murari e della rigidezza del telaio, risulta essere $K_{fin} = K_{mod} + K_T = 613788.55 \text{ KN/m}$; quindi la verifica risulta verificata, in quanto la variazione percentuale tra le rigidezze, ricade all'interno del +/-15%.

Si prosegue, eseguendo il confronto tra la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza finale risulti superiore alla resistenza che possedeva la parete prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione, che quella per presso-flessione; considerando come valore di calcolo il minore tra i due.

La resistenza a taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari, dovendo infine ottenere $V_{fin} \geq V_{in}$, dove V_{fin} sarà dato dalla somma tra resistenza, V_{mod} , della parete e la resistenza, V_T , del telaio.

L'azione tagliante ultima del maschio murario si calcola con la formula:

$$V_t = l * t * 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: l, t sono la lunghezza e lo spessore del maschio murario;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

f_{td} è la resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura e vale

$f_{td} = 1.5\tau_{0d}$;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque deve essere compreso tra 1 e 1.5.

Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale, taglio per trazione. La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo: $M_u = \sigma_0 * l^2 * \frac{t}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d}\right)$

Dove: $\sigma_0 = \frac{N}{l * t}$ è la tensione media verticale;

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Pertanto l'azione tagliante, che produce la rottura per presso-flessione, sarà:

$$V_{pf} = \frac{2M_u}{h}$$

Quindi la resistenza al taglio ultima di ciascun maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce la rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per presso-flessione. Nel nostro caso i valori ottenuti sono:

$$V_{in} = \min (V_t; V_{pf}) = 557.64 \text{ KN}$$

$$V_{mod} = \min (V_t; V_{pf}) = 383.12 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza della cerchiatura metallica, si procede calcolando il momento al limite elastico, nella sezione di incastro, del telaio, attraverso la formula:

$$M_{el} = \frac{f_{yk} * W_{x,el}}{\gamma_{m0}} = 1008.86 \text{ KNm}$$

Dove: f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio S275, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$;

$W_{x,el}$ è il modulo di resistenza elastico della sezione, $W_{x,el} = 3852 \text{ cm}^3$;

γ_{m0} è un coefficiente parziale di sicurezza, $\gamma_{m0} = 1.05$.

Si calcola poi il corrispondente spostamento al limite elastico, d , che determina il momento al limite elastico, tramite la formula:

$$d = \frac{M_{el} * H^2}{6 * E * J_x} = 6.00 \text{ mm}$$

Ora si calcola la forza, V_T , che provoca lo spostamento d , che, nota la rigidezza K_T del telaio, risulta essere:

$$V_T = d * K_T = 1876.94 \text{ KN}$$

La resistenza complessiva della parete nello stato finale, data dalla somma della resistenza dei maschi murari e della resistenza del telaio, risulta essere $V_{fin} = V_{mod} + V_T = 2260.06 \text{ KN}$; quindi la verifica alla resistenza risulta soddisfatta.

Anche in questo caso, il telaio metallico, i relativi collegamenti e l'architrave, devono essere verificati agli SLU e SLE, rispetto a quanto previsto dalle NTC2008; verifiche similari a quelle fatte per i portali inseriti al piano primo e verificati nei paragrafi precedenti, che risultano soddisfatte.

6.1.9.2 Apertura 2: piano interrato

Questo intervento prevede la realizzazione di un'apertura in una parete portante in muratura, realizzata al piano interrato per migliorare i collegamenti tra le scale e l'ascensore.

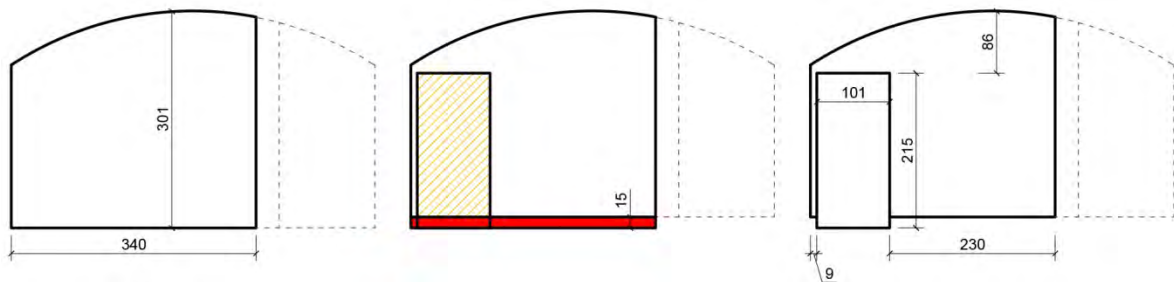


Figura 216: Schema riassuntivo delle geometrie dell'apertura 2 da realizzare

Come detto in precedenza, in questa casistica di intervento, rientrano varie aperture fatte a tale piano, simili per dimensioni e sollecitazioni; quindi si procederà alla verifica del caso peggiore.

In questo particolare caso, che si andrà a verificare, bisognerà fare molta attenzione alla rigidezza finale della parete, visto che, andando a fare l'apertura in corrispondenza del nodo tra due pareti portanti, poi si rischia di non aver più nessun collegamento tra la parete principale e il suo controvento. Quindi, anche se le verifiche risultassero soddisfatte con la sola architrave, si procederà lo stesso all'inserimento della cerchiatura, per ripristinare il collegamento e quindi la funzione di controvento.

Si procede quindi alle verifiche, aiutandosi con una scheda excel.

Innanzitutto viene calcolata la rigidezza iniziale, K_{in} , della parete, tramite la seguente formula:

$$K = \frac{GAEl^2}{h^3G + 1.2hEl^2}$$

Dove: E , G sono i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;

l , h sono la larghezza e altezza del maschio murario;

$A = l * t$ è l'area del maschio murario (t è lo spessore del maschio)

In seguito all'apertura del vano, la parete assume una diversa conformazione da quella iniziale e la rigidezza, K_{mod} , nello stato modificato, tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche, quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio, ecc., non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale, per cui è ammesso un decremento/incremento massimo della rigidezza pari al 15%.

Nel nostro caso, tramite la formula precedente, viene calcolata la rigidezza del maschio murario iniziale e dei due maschi murari finali, divisi dall'apertura in esame, ottenendo:

$$K_{in} = 225453.19 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod} = 136397.54 \text{ KN/m}$$

Come detto in precedenza, per qualsiasi risultato, è stato deciso di inserire all'interno dell'apertura un portale composto da due profilati HEM200 accoppiati; andandosi così a calcolare la nuova rigidezza della parete, data dalla somma della rigidezza dei maschi murari e della cerchiatura in acciaio.

La rigidezza della cerchiatura è calcolata tramite la formula seguente e risulta essere:

$$K_T = \frac{12 * E * \sum J_P}{H^3} = 107916.23 \text{ KN/m}$$

Dove: E è il modulo elastico del materiale costituente i piedritti, acciaio S275 E=210000 N/mm²;
 $\sum J_P$ è la somma dei momenti di inerzia dei piedritti, 2 HEM200 $\sum J_P = 4 * 10640 = 42560 \text{ cm}^4$;
 H è l'altezza del piedritto, H=215 cm.

La rigidezza finale della parete, data dalla somma della rigidezza dei due maschi murari e della rigidezza del telaio, risulta essere $K_{fin} = K_{mod} + K_T = 244313.78 \text{ KN/m}$; quindi la verifica risulta verificata, in quanto la variazione percentuale tra le rigidezze, ricade all'interno del +/-15%. Si prosegue, eseguendo il confronto tra la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza finale risulti superiore alla resistenza che possedeva la parete prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione, che quella per presso-flessione; considerando come valore di calcolo il minore tra i due.

La resistenza a taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari, dovendo infine ottenere $V_{fin} \geq V_{in}$, dove V_{fin} sarà dato dalla somma tra resistenza, V_{mod} , della parete e la resistenza, V_T , del telaio.

L'azione tagliante ultima del maschio murario si calcola con la formula:

$$V_t = l * t * 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: l, t sono la lunghezza e lo spessore del maschio murario;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

f_{td} è la resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura e vale

$f_{td} = 1.5\tau_{0d}$;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque deve essere compreso tra 1 e 1.5.

Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale, taglio per trazione. La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo: $M_u = \sigma_0 * l^2 * \frac{t}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d}\right)$

Dove: $\sigma_0 = \frac{N}{l * t}$ è la tensione media verticale;

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Pertanto l'azione tagliante, che produce la rottura per presso-flessione, sarà:

$$V_{pf} = \frac{2M_u}{h}$$

Quindi la resistenza al taglio ultima di ciascun maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce la rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per presso-flessione. Nel nostro caso i valori ottenuti sono:

$$V_{in} = \min (V_t; V_{pf}) = 270.51 \text{ KN}$$

$$V_{mod} = \min (V_t; V_{pf}) = 197.01 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza della cerchiatura metallica, si procede calcolando il momento al limite elastico, nella sezione di incastro, del telaio, attraverso la formula:

$$M_{el} = \frac{f_{yk} * W_{x,el}}{\gamma_{m0}} = 506.73 \text{ KNm}$$

Dove: f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio S275, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$;

$W_{x,el}$ è il modulo di resistenza elastico della sezione, $W_{x,el} = 1934.80 \text{ cm}^3$;

γ_{m0} è un coefficiente parziale di sicurezza, $\gamma_{m0} = 1.05$.

Si calcola poi il corrispondente spostamento al limite elastico, d , che determina il momento al limite elastico, tramite la formula:

$$d = \frac{M_{el} * H^2}{6 * E * J_x} = 8.74 \text{ mm}$$

Ora si calcola la forza, V_T , che provoca lo spostamento d , che, nota la rigidezza K_T del telaio, risulta essere:

$$V_T = d * K_T = 942.76 \text{ KN}$$

La resistenza complessiva della parete nello stato finale, data dalla somma della resistenza dei maschi murari e della resistenza del telaio, risulta essere $V_{fin} = V_{mod} + V_T = 1139.77 \text{ KN}$; quindi la verifica alla resistenza risulta soddisfatta.

Anche in questo caso, il telaio metallico, i relativi collegamenti e l'architrave, devono essere verificati agli SLU e SLE, rispetto a quanto previsto dalle NTC2008; verifiche simili a quelle fatte per i portali inseriti al piano primo e verificati nei paragrafi precedenti, che risultano soddisfatte.

6.1.9.3 Apertura 3: piano terra

Questo intervento prevede la realizzazione di un'apertura in una parete portante in muratura, realizzata al piano terra per migliorare la distribuzione interna degli spazi e per ridotare la stanza, che diventerà l'area bar/ristoro, di un ingresso.

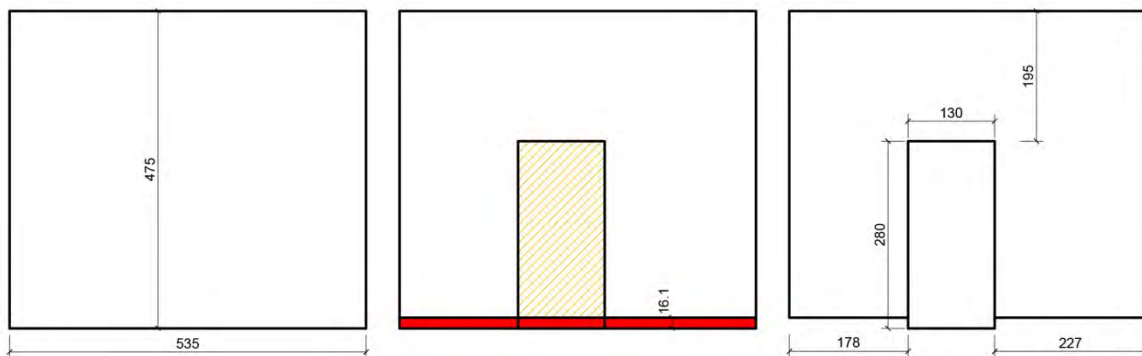


Figura 217: Schema riassuntivo delle geometrie dell'apertura 3 da realizzare

Si procede quindi alle verifiche, aiutandosi con una scheda excel, che diranno se l'apertura che viene fatta è verificata e se necessita o meno di una cerchiatura metallica.

Innanzitutto viene calcolata la rigidezza iniziale, K_{in} , della parete, tramite la seguente formula:

$$K = \frac{GAE l^2}{h^3 G + 1.2hEl^2}$$

Dove: E , G sono i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;

l , h sono la larghezza e altezza del maschio murario;

$A = l * t$ è l'area del maschio murario (t è lo spessore del maschio)

In seguito all'apertura del vano, la parete assume una diversa conformazione da quella iniziale e la rigidezza, K_{mod} , nello stato modificato, tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche, quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio, ecc., non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale, per cui è ammesso un decremento/incremento massimo della rigidezza pari al 15%.

Nel nostro caso, tramite la formula precedente, viene calcolata la rigidezza del maschio murario iniziale e dei due maschi murari finali, divisi dall'apertura in esame, ottenendo:

$$K_{in} = 195658.96 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod} = 104311.55 \text{ KN/m}$$

La verifica non risulta soddisfatta, in quanto la rigidezza finale risulta essere di molto inferiore alla rigidezza iniziale, essendo la sua variazione superiore al +/-15%.

Perciò, per tale intervento, sarà necessario prevedere un rinforzo, eseguito tramite l'inserimento di una cerchiatura metallica, andando così a migliorare sia la rigidezza, che la resistenza a taglio, anch'essa non verificata.

È stato quindi deciso, anche per questioni geometriche, di inserire all'interno dell'apertura, un portale composto da un profilato HEM280; andandosi così a calcolare la nuova rigidezza della parete, data dalla somma della rigidezza dei maschi murari e della cerchiatura in acciaio.

La rigidezza della cerchiatura è calcolata tramite la formula seguente e risulta essere:

$$K_T = \frac{12 * E * \sum J_P}{H^3} = 90803.57 \text{ KN/m}$$

Dove: E è il modulo elastico del materiale costituente i piedritti, acciaio S275 E=210000 N/mm²;

$\sum J_P$ è la somma dei momenti di inerzia dei piedritti, 1 HEM280 $\sum J_P = 2 * 39550 = 79100 \text{ cm}^4$;

H è l'altezza del piedritto, H=280 cm.

La rigidezza finale della parete, data dalla somma della rigidezza dei due maschi murari e della rigidezza del telaio, risulta essere $K_{fin} = K_{mod} + K_T = 195115.12 \text{ KN/m}$; quindi la verifica risulta verificata, in quanto la variazione percentuale tra le rigidezze, ricade all'interno del +/-15%.

Si prosegue, eseguendo il confronto tra la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza finale risulti superiore alla resistenza che possedeva la parete prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione, che quella per presso-flessione; considerando come valore di calcolo il minore tra i due.

La resistenza a taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari, dovendo infine ottenere $V_{fin} \geq V_{in}$, dove V_{fin} sarà dato dalla somma tra resistenza, V_{mod} , della parete e la resistenza, V_T , del telaio.

L'azione tagliente ultima del maschio murario si calcola con la formula:

$$V_t = l * t * 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: l, t sono la lunghezza e lo spessore del maschio murario;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

f_{td} è la resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura e vale

$f_{td} = 1.5\tau_{0d}$;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque deve essere compreso tra 1 e 1.5.

Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale, taglio per trazione. La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo: $M_u = \sigma_0 * l^2 * \frac{t}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d}\right)$

Dove: $\sigma_0 = \frac{N}{l * t}$ è la tensione media verticale;

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Pertanto l'azione tagliente, che produce la rottura per presso-flessione, sarà:

$$V_{pf} = \frac{2M_u}{h}$$

Quindi la resistenza al taglio ultima di ciascun maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce la rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per presso-flessione. Nel nostro caso i valori ottenuti sono:

$$V_{in} = \min (V_t; V_{pf}) = 294.35 \text{ KN}$$

$$V_{mod} = \min (V_t; V_{pf}) = 185.27 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza della cerchiatura metallica, si procede calcolando il momento al limite elastico, nella sezione di incastro, del telaio, attraverso la formula:

$$M_{el} = \frac{f_{yk} * W_{x,el}}{\gamma_{m0}} = 668.12 \text{ KNm}$$

Dove: f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio S275, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$;

$W_{x,el}$ è il modulo di resistenza elastico della sezione, $W_{x,el} = 2551 \text{ cm}^3$;

γ_{m0} è un coefficiente parziale di sicurezza, $\gamma_{m0} = 1.05$.

Si calcola poi il corrispondente spostamento al limite elastico, d , che determina il momento al limite elastico, tramite la formula:

$$d = \frac{M_{el} * H^2}{6 * E * J_x} = 10.51 \text{ mm}$$

Ora si calcola la forza, V_T , che provoca lo spostamento d , che, nota la rigidezza K_T del telaio, risulta essere:

$$V_T = d * K_T = 954.46 \text{ KN}$$

La resistenza complessiva della parete nello stato finale, data dalla somma della resistenza dei maschi murari e della resistenza del telaio, risulta essere $V_{fin} = V_{mod} + V_T = 1139.73 \text{ KN}$; quindi la verifica alla resistenza risulta soddisfatta.

Anche in questo caso, il telaio metallico, i relativi collegamenti e l'architrave, devono essere verificati agli SLU e SLE, rispetto a quanto previsto dalle NTC2008; verifiche simili a quelle fatte per i portali inseriti al piano primo e verificati nei paragrafi precedenti, che risultano soddisfatte.

6.1.9.4 Apertura 4-5: piano terra

Questo intervento prevede la realizzazione di un'apertura in una parete portante in muratura, realizzata al piano terra per migliorare i collegamenti tra le scale e l'ascensore; inoltre, sulla stessa parete si prevede anche di spostare un'apertura esistente, per permettere lo sbarco dell'ascensore al piano.

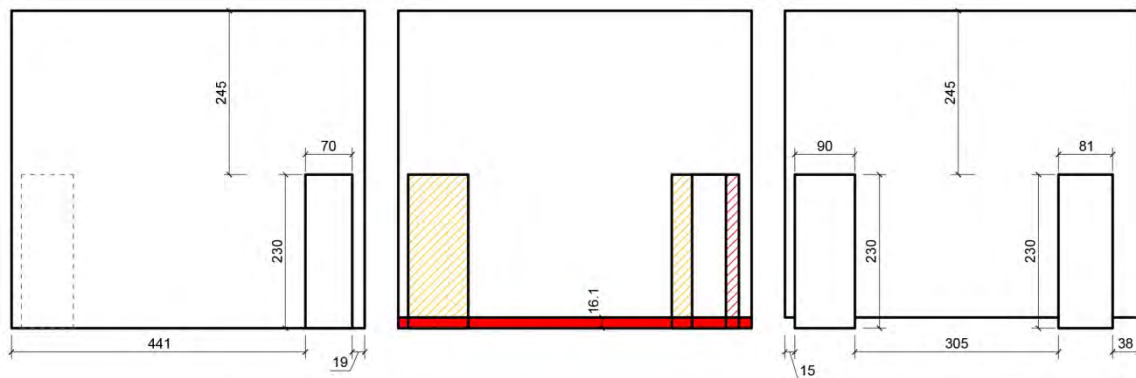


Figura 218: Schema riassuntivo delle geometrie dell'apertura 4 e 5 da realizzare

Anche se in corrispondenza di dove si va ad operare l'apertura non servirebbe una verifica, in quanto nella parete è presente una nicchia, e quindi, molto probabilmente, nel passato era già presente un'apertura, si decide, visto l'eccessiva vicinanza al nodo tra le pareti portanti, di verificarla, considerando la parete iniziale senza nessuna nicchia e facendo molta attenzione alla rigidezza finale della parete, visto che, andando a fare l'apertura in corrispondenza del nodo tra due pareti portanti, poi si rischia di non aver più nessun collegamento tra la parete principale e il suo controvento. Quindi, anche se le verifiche risultassero soddisfatte con la sola architrave, si procederà lo stesso all'inserimento della cerchiatura, per ripristinare il collegamento e quindi la funzione di controvento. Le stesse accortezze sono usate anche per lo spostamento dell'apertura esistente.

Si procede quindi alle verifiche, aiutandosi con una scheda excel.

Innanzitutto viene calcolata la rigidezza iniziale, K_{in} , della parete, tramite la seguente formula:

$$K = \frac{GAEl^2}{h^3G + 1.2hEl^2}$$

Dove: E, G sono i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;
l, h sono la larghezza e altezza del maschio murario;

$A = l * t$ è l'area del maschio murario (t è lo spessore del maschio)

In seguito all'apertura del vano e allo spostamento dell'apertura, la parete assume una diversa conformazione da quella iniziale e la rigidezza, K_{mod} , nello stato modificato, tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche, quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio, ecc., non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale, per cui è ammesso un decremento/incremento massimo della rigidezza pari al 15%.

Nel nostro caso, tramite la formula precedente, viene calcolata la rigidezza dei due maschi murari iniziali e dei tre maschi murari finali, divisi dall'apertura in esame, ottenendo:

$$K_{in} = 282695.20 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod} = 183897.55 \text{ KN/m}$$

Come detto in precedenza, anche se tale verifica sarebbe soddisfatta, in quanto la variazione percentuale ricade dentro al +/-15%, è stato deciso, di inserire all'interno delle aperture un portale composto da due profilati HEB220 accoppiati; andandosi così a calcolare la nuova rigidezza della parete, data dalla somma della rigidezza dei maschi murari e delle cerchiature in acciaio.

La rigidezza della cerchiatura è calcolata tramite la formula seguente e risulta essere:

$$K_T = \frac{12 * E * \sum J_P}{H^3} = 67031.54 \text{ KN/m}$$

Dove: E è il modulo elastico del materiale costituente i piedritti, acciaio S275 $E=210000 \text{ N/mm}^2$;

$\sum J_P$ è la somma dei momenti di inerzia dei piedritti, 2 HEB220 $\sum J_P = 4 * 8091 = 32364 \text{ cm}^4$;

H è l'altezza del piedritto, $H=230 \text{ cm}$.

La rigidezza finale della parete, data dalla somma della rigidezza dei due maschi murari e della rigidezza del telaio, risulta essere $K_{fin} = K_{mod} + 2 * K_T = 317960.63 \text{ KN/m}$; quindi la verifica risulta verificata, in quanto la variazione percentuale tra le rigidezze, ricade all'interno del +/-15%. Si prosegue, eseguendo il confronto tra la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza finale risulti superiore alla resistenza che possedeva la parete prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione, che quella per presso-flessione; considerando come valore di calcolo il minore tra i due.

La resistenza a taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari, dovendo infine ottenere $V_{fin} \geq V_{in}$, dove V_{fin} sarà dato dalla somma tra resistenza, V_{mod} , della parete e la resistenza, V_T , del telaio.

L'azione tagliante ultima del maschio murario si calcola con la formula:

$$V_t = l * t * 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: l, t sono la lunghezza e lo spessore del maschio murario;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

f_{td} è la resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura e vale

$f_{td} = 1.5\tau_{0d}$;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque deve essere compreso tra 1 e 1.5.

Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale, taglio per trazione. La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo: $M_u = \sigma_0 * l^2 * \frac{t}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d}\right)$

Dove: $\sigma_0 = \frac{N}{l * t}$ è la tensione media verticale;

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Pertanto l'azione tagliante, che produce la rottura per presso-flessione, sarà:

$$V_{pf} = \frac{2M_u}{h}$$

Quindi la resistenza al taglio ultima di ciascun maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce la rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per presso-flessione. Nel nostro caso i valori ottenuti sono:

$$V_{in} = \min (V_t; V_{pf}) = 320.60 \text{ KN}$$

$$V_{mod} = \min (V_t; V_{pf}) = 240.52 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza della cerchiatura metallica, si procede calcolando il momento al limite elastico, nella sezione di incastro, del telaio, attraverso la formula:

$$M_{el} = \frac{f_{yk} * W_{x,el}}{\gamma_{m0}} = 385.26 \text{ KNm}$$

Dove: f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio S275, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$;

$W_{x,el}$ è il modulo di resistenza elastico della sezione, $W_{x,el} = 1471 \text{ cm}^3$;

γ_{m0} è un coefficiente parziale di sicurezza, $\gamma_{m0} = 1.05$.

Si calcola poi il corrispondente spostamento al limite elastico, d , che determina il momento al limite elastico, tramite la formula:

$$d = \frac{M_{el} * H^2}{6 * E * J_x} = 10.00 \text{ mm}$$

Ora si calcola la forza, V_T , che provoca lo spostamento d , che, nota la rigidezza K_T del telaio, risulta essere:

$$V_T = d * K_T = 670.02 \text{ KN}$$

La resistenza complessiva della parete nello stato finale, data dalla somma della resistenza dei maschi murari e della resistenza del telaio, risulta essere $V_{fin} = V_{mod} + 2 * V_T = 1580.56 \text{ KN}$; quindi la verifica alla resistenza risulta soddisfatta.

Anche in questo caso, il telaio metallico, i relativi collegamenti e l'architrave, devono essere verificati agli SLU e SLE, rispetto a quanto previsto dalle NTC2008; verifiche similari a quelle fatte per i portali inseriti al piano primo e verificati nei paragrafi precedenti, che risultano soddisfatte.

6.1.9.5 Apertura 6: piano ammezzato

Questo intervento prevede la realizzazione di un'apertura in una parete portante in muratura, realizzata al piano ammezzato per consentire, tramite una passerella in acciaio e vetro, il collegamento tra le due ali, separate dal volume a doppia altezza della loggia centrale.

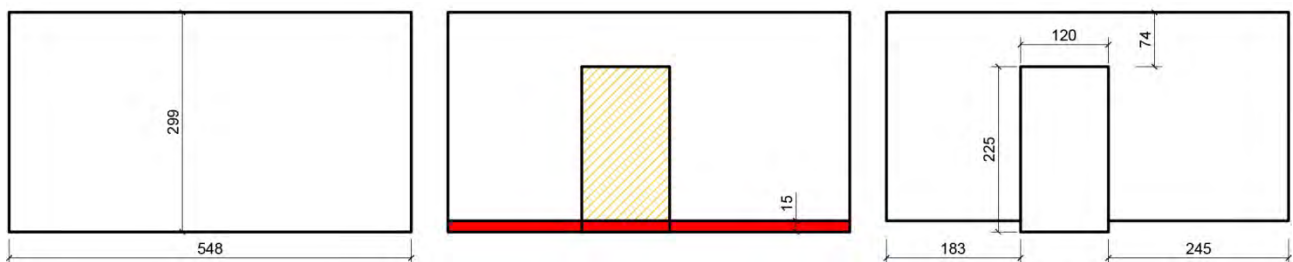


Figura 219: Schema riassuntivo delle geometrie dell'apertura 6 da realizzare

Si procede quindi alle verifiche, aiutandosi con una scheda excel, che diranno se l'apertura che viene fatta è verificata e se necessita o meno di una cerchiatura metallica.

Innanzitutto viene calcolata la rigidezza iniziale, K_{in} , della parete, tramite la seguente formula:

$$K = \frac{GAE l^2}{h^3 G + 1.2 h E l^2}$$

Dove: E , G sono i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;

l , h sono la larghezza e altezza del maschio murario;

$A = l * t$ è l'area del maschio murario (t è lo spessore del maschio)

In seguito all'apertura del vano, la parete assume una diversa conformazione da quella iniziale e la rigidezza, K_{mod} , nello stato modificato, tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei

maschi murari attraverso tecniche, quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio, ecc., non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale, per cui è ammesso un decremento/incremento massimo della rigidezza pari al 15%.

Nel nostro caso, tramite la formula precedente, viene calcolata la rigidezza del maschio murario iniziale e dei due maschi murari finali, divisi dall'apertura in esame, ottenendo:

$$K_{in} = 256373.77 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod} = 160880.08 \text{ KN/m}$$

La verifica non risulta soddisfatta, in quanto la rigidezza finale risulta essere di molto inferiore alla rigidezza iniziale, essendo la sua variazione superiore al +/-15%.

Perciò, per tale intervento, sarà necessario prevedere un rinforzo, eseguito tramite l'inserimento di una cerchiatura metallica, andando così a migliorare sia la rigidezza, che la resistenza a taglio, anch'essa non verificata.

È stato quindi deciso, anche per questioni geometriche, di inserire all'interno dell'apertura, un portale composto da un profilato HEB280; andandosi così a calcolare la nuova rigidezza della parete, data dalla somma della rigidezza dei maschi murari e della cerchiatura in acciaio.

La rigidezza della cerchiatura è calcolata tramite la formula seguente e risulta essere:

$$K_T = \frac{12 * E * \sum J_p}{H^3} = 104870.75 \text{ KN/m}$$

Dove: E è il modulo elastico del materiale costituente i piedritti, acciaio S275 E=210000 N/mm²;

$\sum J_p$ è la somma dei momenti di inerzia dei piedritti, 1 HEB280 $\sum J_p = 2 * 19270 = 38540 \text{ cm}^4$;

H è l'altezza del piedritto, H=210 cm.

La rigidezza finale della parete, data dalla somma della rigidezza dei due maschi murari e della rigidezza del telaio, risulta essere $K_{fin} = K_{mod} + K_T = 265750.82 \text{ KN/m}$; quindi la verifica risulta soddisfatta, anche se la rigidezza finale risulta minore rispetto a quella iniziale, in quanto la variazione percentuale tra le rigidezze, ricade all'interno del +/-15%.

Si prosegue, eseguendo il confronto tra la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza finale risulti superiore alla resistenza che possedeva la parete prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione, che quella per presso-flessione; considerando come valore di calcolo il minore tra i due.

La resistenza a taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari, dovendo infine ottenere $V_{fin} \geq V_{in}$, dove V_{fin} sarà dato dalla somma tra resistenza, V_{mod} , della parete e la resistenza, V_T , del telaio.

L'azione tagliante ultima del maschio murario si calcola con la formula:

$$V_t = l * t * 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: l, t sono la lunghezza e lo spessore del maschio murario;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

f_{td} è la resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura e vale

$f_{td} = 1.5\tau_{0d}$;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque deve essere compreso tra 1 e 1.5.

Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale, taglio per trazione. La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo: $M_u = \sigma_0 * l^2 * \frac{t}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d}\right)$

Dove: $\sigma_0 = \frac{N}{l * t}$ è la tensione media verticale;

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Pertanto l'azione tagliante, che produce la rottura per presso-flessione, sarà:

$$V_{pf} = \frac{2M_u}{h}$$

Quindi la resistenza al taglio ultima di ciascun maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce la rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per presso-flessione. Nel nostro caso i valori ottenuti sono:

$$V_{in} = \min (V_t; V_{pf}) = 261.47 \text{ KN}$$

$$V_{mod} = \min (V_t; V_{pf}) = 205.52 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza della cerchiatura metallica, si procede calcolando il momento al limite elastico, nella sezione di incastro, del telaio, attraverso la formula:

$$M_{el} = \frac{f_{yk} * W_{x,el}}{\gamma_{m0}} = 360.38 \text{ KNm}$$

Dove: f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio S275, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$;

$W_{x,el}$ è il modulo di resistenza elastico della sezione, $W_{x,el} = 1376 \text{ cm}^3$;

γ_{m0} è un coefficiente parziale di sicurezza, $\gamma_{m0} = 1.05$.

Si calcola poi il corrispondente spostamento al limite elastico, d , che determina il momento al limite elastico, tramite la formula:

$$d = \frac{M_{el} * H^2}{6 * E * J_x} = 6.55 \text{ mm}$$

Ora si calcola la forza, V_T , che provoca lo spostamento d , che, nota la rigidezza K_T del telaio, risulta essere:

$$V_T = d * K_T = 686.44 \text{ KN}$$

La resistenza complessiva della parete nello stato finale, data dalla somma della resistenza dei maschi murari e della resistenza del telaio, risulta essere $V_{fin} = V_{mod} + V_T = 891.96 \text{ KN}$; quindi la verifica alla resistenza risulta soddisfatta.

Anche in questo caso, il telaio metallico, i relativi collegamenti e l'architrave, devono essere verificati agli SLU e SLE, rispetto a quanto previsto dalle NTC2008; verifiche simili a quelle fatte per i portali inseriti al piano primo e verificati nei paragrafi precedenti, che risultano soddisfatte.

6.1.9.6 Aperture 7-8: piano primo

Questo intervento prevede la realizzazione, in una parete portante in muratura, di due aperture, realizzate al piano primo, una per migliorare i collegamenti tra le scale e l'ascensore e una per permettere lo sbarco dell'ascensore a tale piano.

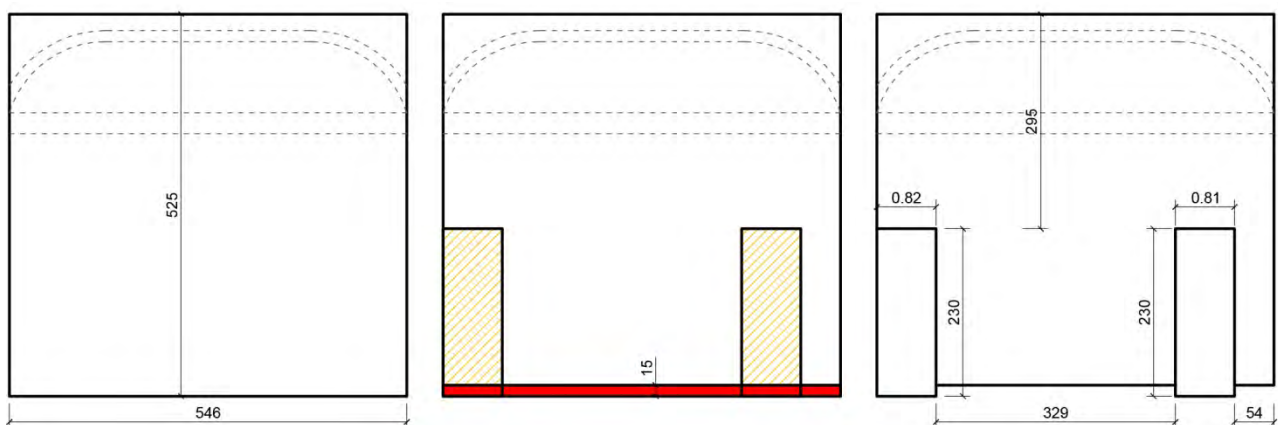


Figura 220: Schema riassuntivo delle geometrie dell'apertura 7 e 8 da realizzare

In questo caso, che si andrà a verificare, bisognerà fare molta attenzione alla rigidezza finale della parete, visto che, andando a fare entrambe le aperture vicine ai nodi tra due pareti portanti, poi si rischia di non aver più nessun collegamento tra la parete principale e il suo controvento. Quindi, anche se le verifiche risultassero soddisfatte con la sola architrave, si procederà lo stesso all'inserimento della cerchiatura, per ripristinare il collegamento e quindi la funzione di controvento.

Si procede quindi alle verifiche, aiutandosi con una scheda excel.

Innanzitutto viene calcolata la rigidezza iniziale, K_{in} , della parete, tramite la seguente formula:

$$K = \frac{GAEI^2}{h^3G + 1.2hEI^2}$$

Dove: E, G sono i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;

l, h sono la larghezza e altezza del maschio murario;

$A = l * t$ è l'area del maschio murario (t è lo spessore del maschio)

In seguito all'apertura dei vani, la parete assume una diversa conformazione da quella iniziale e la rigidezza, K_{mod} , nello stato modificato, tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche, quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio, ecc., non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale, per cui è ammesso un decremento/incremento massimo della rigidezza pari al 15%.

Nel nostro caso, tramite la formula precedente, viene calcolata la rigidezza del maschio murario iniziale e dei due maschi murari finali, divisi dall'apertura in esame, ottenendo:

$$K_{in} = 264879.60 \text{ KN/m}$$

$$K_{mod} = 152008.03 \text{ KN/m}$$

Come detto in precedenza, per qualsiasi risultato ottenuto è stato deciso di inserire all'interno di ogni apertura, che si andrà a fare, un portale composto da due profilati HEM180 accoppiati; andandosi così a calcolare la nuova rigidezza della parete, data dalla somma della rigidezza dei maschi murari e delle cerchiature in acciaio.

La rigidezza di una cerchiatura è calcolata tramite la formula seguente e risulta essere:

$$K_T = \frac{12 * E * \sum J_p}{H^3} = 61994.44 \text{ KN/m}$$

Dove: E è il modulo elastico del materiale costituente i piedritti, acciaio S275 $E=210000 \text{ N/mm}^2$;

$\sum J_p$ è la somma dei momenti di inerzia dei piedritti, 2 HEM180 $\sum J_p = 4 * 7483 = 29932 \text{ cm}^4$;

H è l'altezza del piedritto, $H=230 \text{ cm}$.

La rigidezza finale della parete, data dalla somma della rigidezza dei due maschi murari e della rigidezza del telaio, risulta essere $K_{fin} = K_{mod} + 2 * K_T = 275996.92 \text{ KN/m}$; quindi la verifica risulta verificata, in quanto la variazione percentuale tra le rigidezze, ricade all'interno del +/-15%. Si prosegue, eseguendo il confronto tra la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza finale risulti superiore alla resistenza che possedeva la parete prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione, che quella per presso-flessione; considerando come valore di calcolo il minore tra i due.

La resistenza a taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari, dovendo infine ottenere $V_{fin} \geq V_{in}$, dove V_{fin} sarà dato dalla somma tra resistenza, V_{mod} , della parete e la resistenza, V_T , del telaio.

L'azione tagliante ultima del maschio murario si calcola con la formula:

$$V_t = l * t * 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: l, t sono la lunghezza e lo spessore del maschio murario;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;

f_{td} è la resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura e vale

$f_{td} = 1.5\tau_{0d}$;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque deve essere compreso tra 1 e 1.5.

Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale, taglio per trazione. La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo: $M_u = \sigma_0 * l^2 * \frac{t}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d}\right)$

Dove: $\sigma_0 = \frac{N}{l * t}$ è la tensione media verticale;

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Pertanto l'azione tagliante, che produce la rottura per presso-flessione, sarà:

$$V_{pf} = \frac{2M_u}{h}$$

Quindi la resistenza al taglio ultima di ciascun maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce la rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per presso-flessione. Nel nostro caso i valori ottenuti sono:

$$V_{in} = \min (V_t; V_{pf}) = 214.79 \text{ KN}$$

$$V_{mod} = \min (V_t; V_{pf}) = 143.11 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza della cerchiatura metallica, si procede calcolando il momento al limite elastico, nella sezione di incastro, del telaio, attraverso la formula:

$$M_{el} = \frac{f_{yk} * W_{x,el}}{\gamma_{m0}} = 391.97 \text{ KNm}$$

Dove: f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio S275, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$;

$W_{x,el}$ è il modulo di resistenza elastico della sezione, $W_{x,el} = 1496.6 \text{ cm}^3$;

γ_{m0} è un coefficiente parziale di sicurezza, $\gamma_{m0} = 1.05$.

Si calcola poi il corrispondente spostamento al limite elastico, d , che determina il momento al limite elastico, tramite la formula:

$$d = \frac{M_{el} * H^2}{6 * E * J_x} = 11.00 \text{ mm}$$

Ora si calcola la forza, V_T , che provoca lo spostamento d , che, nota la rigidezza K_T del telaio, risulta essere:

$$V_T = d * K_T = 681.68 \text{ KN}$$

La resistenza complessiva della parete nello stato finale, data dalla somma della resistenza dei maschi murari e della resistenza del telaio, risulta essere $V_{fin} = V_{mod} + 2 * V_T = 1506.47 \text{ KN}$; quindi la verifica alla resistenza risulta soddisfatta.

Anche in questo caso, il telaio metallico, i relativi collegamenti e l'architrave, devono essere verificati agli SLU e SLE, rispetto a quanto previsto dalle NTC2008; verifiche simili a quelle fatte per i portali inseriti al piano primo e verificati nei paragrafi precedenti, che risultano soddisfatte.

6.1.10 Piattaforma auditorium piano interrato

Per sfruttare al meglio ogni spazio della villa, al piano interrato, si è deciso di convertire la vecchia ghiacciaia ad auditorium, sfruttando così le sue caratteristiche di riverbero naturale data dalla sua particolare forma sferica. Per fare ciò, si è deciso di installare una piattaforma sopraelevata, così da diminuire il dislivello rispetto all'ingresso dell'auditorium; sulla piattaforma sono poi stati installati una doppia fila di gradoni concentrici, su cui sono stati montati i seggiolini, così da mantenere la centralità del luogo e aumentare lo spazio utile utilizzabile.

Per questioni di praticità, velocità di montaggio ed esecuzione, ma soprattutto visto le caratteristiche del luogo dove si doveva andare ad installare il tutto, si è optato per una struttura composta da profilati in acciaio, imbullonati e, ove servisse, saldati in opera. Partendo dal basso, la struttura della piattaforma è costituita da una nuova soletta di fondazione in C.C.A., che, oltre a creare una nuova base di appoggio stabile, crea uno strato impermeabile sul terreno, evitando così il problema della risalita dell'umidità che caratterizza tutto il piano interrato; su di essa è stata installata una struttura intelaiata, costituita da profilati HEA 180, usati come pilastri, e profilati IPE 160, usati da travi, che sorreggono un doppio tavolato immaschiato.

Anche per questa struttura, come per altre parti del progetto che non fanno parte degli interventi atti al miglioramento sismico dell'edificio, si è deciso di non verificarla, ma è stato fatto solo il predimensionamento, così da poter scegliere i profilati più adatti.

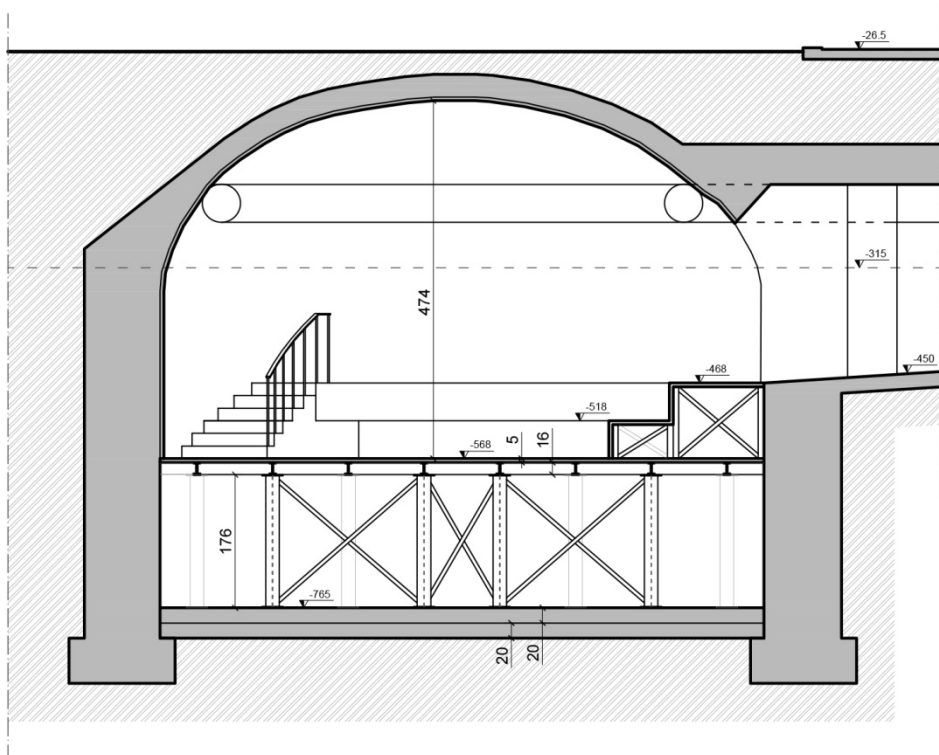
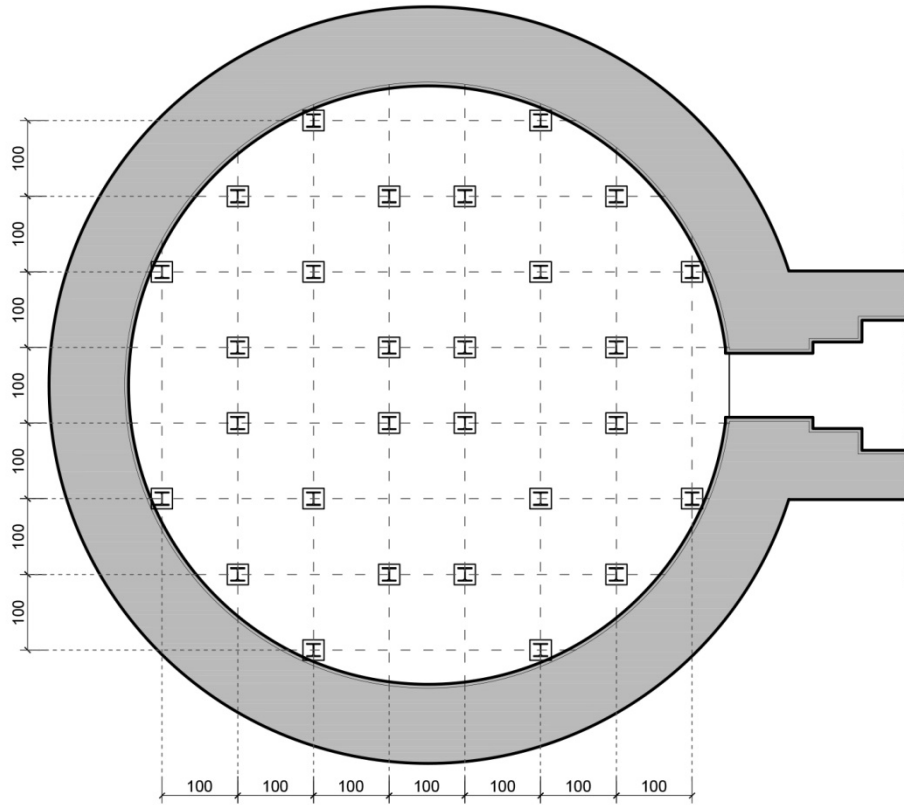


Figura 221-222: Pianta e sezione della struttura portante della piattaforma sopraelevata dell'auditorium

6.1.11 Passerella di collegamento in acciaio e vetro

Uno dei principali problemi che è stato riscontrato all'interno della Villa è legato ai collegamenti, in quanto, a causa del doppio volume della loggia centrale al piano terra, non esiste nessun collegamento tra l'ala Est e l'ala Ovest al piano ammezzato; per passare da un'ala all'altra bisogna per forza passare o dal piano terra, scendendo e poi risalendo le scale, o dal primo piano, salendo e poi riscendendo.

Per risolvere questo problema, come si è già visto all'interno del capitolo dedicato al progetto architettonico, si è deciso di costruire una passerella di collegamento al piano ammezzato, così da collegare direttamente, allo stesso piano, le due ali.

Sempre per questioni di praticità di montaggio e leggerezza, anche in questo caso, si è optato per una struttura composta da profilati di acciaio che sorreggono il pavimento, formato da lastre di vetro portante. Questa scelta, come si può vedere dai particolari costruttivi, garantisce anche la possibilità di collegare, tramite bullonature o saldature, la struttura della passerella al cordolo esterno dei solai e alla cerchiatura dell'apertura fatta nei muri portanti che separano la loggia centrale dalle ali, verificata nei paragrafi precedenti.

Vista la posizione della passerella, si è intervenuti anche sull'unica volta, in gesso e cannucciato, del controsoffitto della loggia rimasta integra, recuperandola e andando a chiuderla, tramite una parete in cartongesso, nel lato aperto.



Figura 223-224-225-226: Viste fotorealistiche della passerella di collegamento in acciaio e vetro, posta al piano ammezzato (TAVOLA 29)

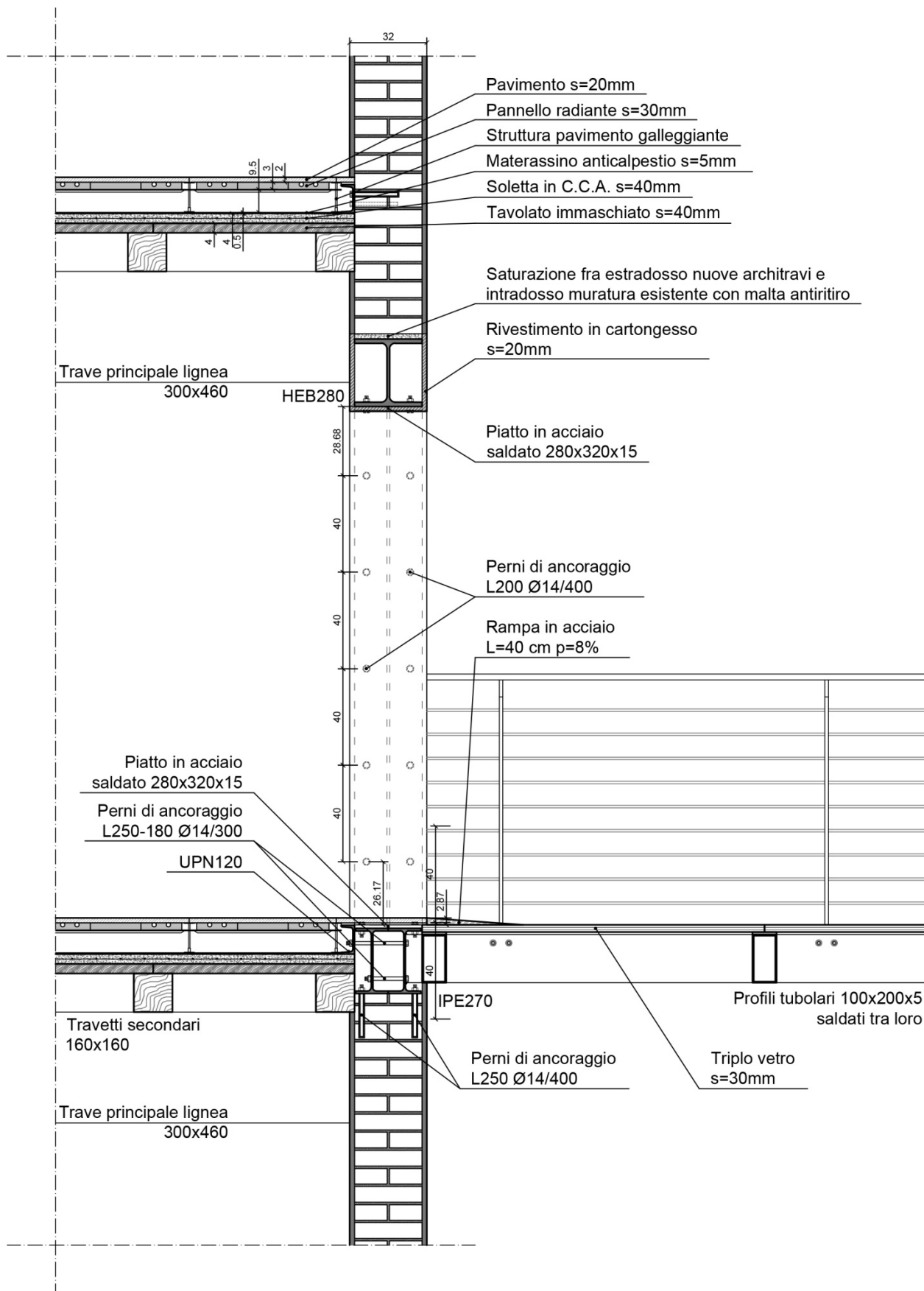


Figura 227: Dettaglio del collegamento tra la struttura della passerella e la cerchiatura metallica della nuova apertura (TAVOLA 29) - scala 1:20

6.1.12 Solaio in acciaio

Come abbiamo più volte accennato, l'interno della Villa, dopo i lavori di consolidamento strutturale eseguiti nel 1994-95, è stato lasciato al grezzo; quindi all'interno oltre alle varie rifiniture, manca anche tutta la parte impiantistica.

Come si vedrà nel progetto degli impianti, per garantire il ricircolo forzato dell'aria e la climatizzazione, si è deciso di installare un'unità di trattamento dell'aria, che garantisca la ventilazione forzata negli ambienti.

Come posizione all'interno della Villa, si è pensato di porre la U.T.A., assieme alla centrale termica, sopra alla "colonna" dei bagni, posti nell'angolo a Sud-Est; così da concentrare tutta la parte impiantistica in un unico vano tecnico, che garantisca anche la vicinanza ai bagni, unici luoghi che necessitano dell'acqua calda sanitaria.

Per fare ciò, aiutati anche dalle notevoli altezze che caratterizzano gli ambienti al piano primo, si è deciso di demolire le volte autoportanti, in gesso e cannucciato, che fungevano da controsoffitto della stanza costruendo al suo posto un nuovo solaio in acciaio.

Come per gli altri elementi aggiunti, la scelta della struttura in acciaio è stata fatta soprattutto per una questione di leggerezza, così da gravare il meno possibile sulle murature portanti.

Anche in questo caso, il solaio è stato solamente predimensionato, facendo riferimento alla verifica della deformabilità, che risulta essere la più gravosa, così da verificare se i profili scelti soddisfano la verifica.

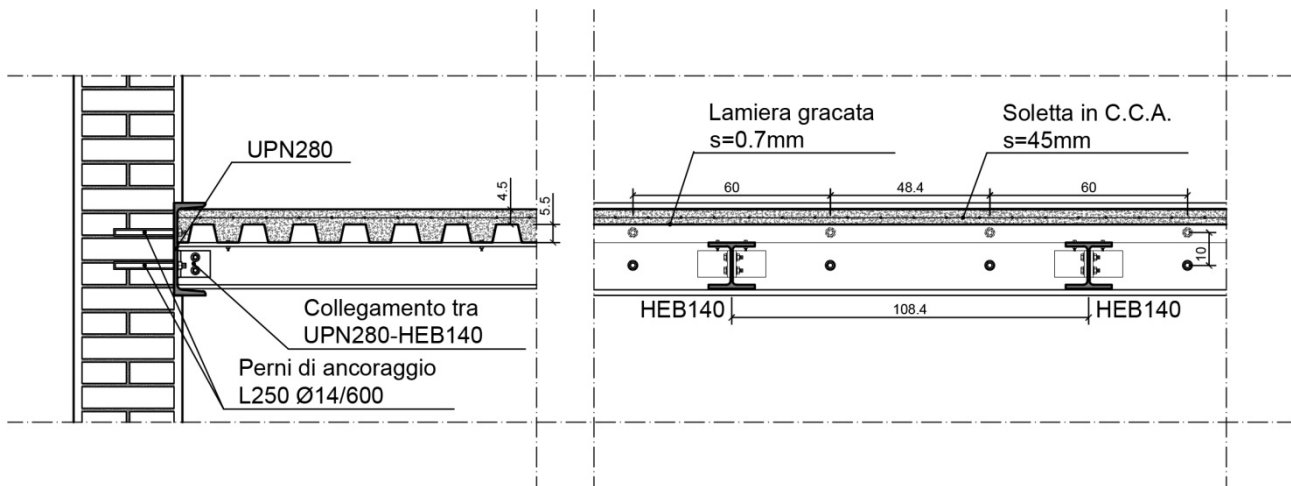


Figura 228: Dettaglio del nuovo solaio in acciaio installato nel piano sottotetto (TAVOLA19) - scala 1:20

Si ipotizza che la struttura del solaio sarà costituita da travi HEB140, in acciaio S275, poste ad interasse $i=1.084\text{m}$ e lamiera grecata con soletta in C.C.A., inserita tra le travi dell'orditura principale.

Fatta questa ipotesi, si passa all'analisi dei carichi, andando così a determinare il carico distribuito che grava sulla trave.

- Pesi strutturali:
 - HEB140.....33.70 kg/m;
 - Lamiera e soletta in C.C.A. spessore 10cm.....190 kg/m².
- Carichi variabili:
 - Categoria C2.....400 kg/m².

Sulla base di questi carichi, viene calcolato il carico distribuito che grava sulla trave, tramite la formula:

$$q_{SLE} = q_{perm} + q_{var} = 33.70 + (190 + 400) * 1.084 \cong 674 \text{ kg/m} = 6.74 \text{ KN/m}$$

Ora, per vedere se il profilo scelto è verificato, si passa alla verifica della deformabilità, che risulta soddisfatta quando la freccia massima della trave, f , risulta minore o uguale alla freccia massima ammissibile, f_{amm} , calcolata tramite la formula:

$$f_{amm} = \frac{l}{250} = \frac{3320}{250} = 13.28 \text{ mm}$$

La freccia massima della trave, considerando lo schema statico di una trave semplicemente appoggiata sollecitata per tutta la sua lunghezza da un carico uniformemente distribuito (q_{SLE}), risulta essere:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{SLE} * l^4}{E * J_{x,HEB140}} = \frac{5}{384} \frac{6.74 * 3320^4}{210000 * 15090000} = 3.36 \text{ mm}$$

Quindi, risultando $f \leq f_{amm}$, la trave HEB140 si può considerare verificata.

6.2 Livelli di sicurezza sismica: post-intervento

6.2.1 Modello di valutazione a livello territoriale - LV1

Per ottenere un'indicazione sul livello di vulnerabilità dell'intero manufatto post-intervento, si è sviluppato, come per lo stato di fatto, un'analisi secondo il livello di valutazione LV1, così da poter comparare il risultato dello stato di fatto col risultato ottenuto per lo stato post-intervento, che deve risultare maggiore, in quanto i nostri interventi rientrano nella categoria del miglioramento sismico. Per legge, per gli interventi di miglioramento sismico negli edifici storici e tutelati, l'indice di sicurezza, cioè il rapporto tra l'accelerazione calcolata tramite la valutazione sismica e l'accelerazione caratteristica del sito, deve essere maggiore di 0.60. Nel nostro caso, visto che risulta per lo stato di fatto un indice di sicurezza sismico $I_{S,SLV}=0.759$, esso risulta già verificato e nel calcolo dell'indice di sicurezza sismico dello stato post-intervento, basterà trovare un risultato maggiore di quello dello stato di fatto.

Dopo una breve introduzione delle formule utilizzate per il calcolo dell'accelerazione, si prosegue, come nel caso dello stato di fatto, ad un riepilogo dei dati iniziali e allo sviluppo dei calcoli dei vari fattori che mi permetteranno di calcolarmi l'accelerazione e il coefficiente di sicurezza sismico.

Con riferimento alla condizione che porta al raggiungimento della SLV, è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico, sulla base della seguente equazione:

$$S_{e,SLV} = \frac{qF_{SLV}}{e * M}$$

Dove:

- F_{SLV} è la resistenza al taglio dell'edificio.
- q è il coefficiente di struttura, per il quale sulla base delle NTC e della relativa Circolare, può essere assunto un valore compreso tra 3 e 3,6 per edifici con un numero di piani maggiore o uguale a due e regolari in elevazione, mentre negli altri casi deve essere compreso tra 2,25 e 2,8; si osserva che i palazzi tutelati, sono spesso caratterizzati da buona qualità costruttiva, che giustifica l'assunzione dei valori proposti dalle NTC, ma nel caso di edifici caratterizzati da un meccanismo di collasso nei maschi murari, con fasce di piano rigide e resistenti, è opportuno attribuire al coefficiente di struttura i valori più bassi tra quelli citati.
- M è la massa sismica totale.
- e^* è la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrazione.

In base al valore dell'ordinata dello spettro di risposta, si determina il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice delle NTC, relativi ai nove tempi di ritorno, ivi riportati. Al tempo di ritorno T_{SLV} , così valutato, sono associati i valori di a_g , F_0 , T^*_C , attraverso i quali sono definiti i parametri dello spettro. Il valore dell'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo può, quindi, essere calcolato come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1) T_1}{SF_0 T_C} & T_C \leq T_1 < T_D \end{cases}$$

Dove:

- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura.
- T_B , T_C , T_D sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta, definito al punto 3.2.3.2 delle NTC.
- $S=S_5S_T=1.394$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ($S_5=1.394$ e $S_T=1.00$).

6.2.1.1 Dati iniziali

Come dati iniziali si riportano di seguito, in modo riassuntivo, i dati e i coefficienti utilizzati per i calcoli della valutazione sismica LV1 dello stato di fatto, che risultano essere:

- $V_N \geq 50$ anni.
- $C_U = 1,5$.
- $FC = 1,21$.
- $q = 3,00$

Si riporta anche la tabella dei parametri sismici relativi al sito e all'aggregato oggetto di studio.

Stato limite	Tr (anni)	a_g (m/s ²)	F_0	T^*_c (s)
Operatività (SLO)	45	0.071	2.440	0.268
Danno (SLD)	75	0.089	2.434	0.276
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.210	2.430	0.306
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.260	2.479	0.319
Periodo di riferimento per l'azione sismica	75			

6.2.1.2 Resistenza a taglio dell'edificio - $F_{e,SLV}$

La resistenza a taglio dell'edificio viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo le due direzioni perpendicolari, scelte in genere secondo gli assi prevalenti dei muri portanti, prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione. Il modello consiste nel considerare, per ciascuna direzione, i pannelli murari portanti verticali e nell'ipotizzare che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunge un'opportuna quota parte della resistenza a taglio del materiale muratura. Siccome nel progetto di miglioramento strutturale si sono introdotti dei telai metallici, aventi la funzione di controventi per le pareti portanti, si è deciso di considerarli al fine della valutazione LV1. Per farlo, si è deciso di compararli ad una parete portante "fittizia", avente lunghezza pari a quella del telaio e spessore calcolato in modo che, la rigidezza della parete "fittizia" sia pari alla rigidezza del telaio metallico, calcolata con le formule usate nel precedente paragrafo.

Considerando, a titolo di esempio, la direzione x ed un generico piano i dell'edificio, la resistenza a taglio si calcola tramite la formula:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi} K_i}$$

In cui:

- μ_i è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, che può essere valutato tramite la formula:

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2}} \geq 0.8$$

Dove: - N_{mxi} è il numero di maschi murari in direzione x del piano i;

- $A_{xi,j}$ è l'area del generico maschio in direzione x al piano i.

MURI PIANO INTERRATO								
Lunghezza x (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)		Lunghezza y (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
3.61	0.56	2.02	4.09		3.93	0.56	2.20	4.84
3.61	0.72	2.60	6.76		2.91	0.63	1.83	3.36
3.24	0.62	2.01	4.04		1.80	0.60	1.08	1.17
3.40	0.62	2.11	4.44		2.85	0.78	2.22	4.94
1.50	0.62	0.93	0.86		4.63	0.78	3.61	13.04
1.30	0.62	0.81	0.65		2.68	0.78	2.09	4.37
1.32	0.62	0.82	0.67		4.18	0.81	3.39	11.46
3.71	0.46	1.71	2.91		3.93	0.56	2.20	4.84
0.63	0.34	0.21	0.05		4.18	0.48	2.01	4.03
0.59	0.34	0.20	0.04		4.87	0.52	2.53	6.41

4.08	0.32	1.31	1.70
1.96	0.93	1.82	3.32
2.22	0.87	1.93	3.73
2.22	1.60	3.55	12.62
3.53	0.69	2.44	5.93
1.55	0.62	0.96	0.92
2.97	0.62	1.84	3.39
0.38	0.38	0.14	0.02
0.87	0.38	0.33	0.11
1.07	0.69	0.74	0.55
1.96	0.77	1.51	2.28
4.50	0.77	3.47	12.01
1.80	0.77	1.39	1.92
1.79	0.82	1.47	2.15
3.23	0.82	2.65	7.02
2.36	0.35	0.83	0.68
1.08	0.71	0.77	0.59
1.38	0.62	0.86	0.73
0.85	0.62	0.53	0.28
5.26	0.79	4.16	17.27
3.93	0.79	3.10	9.64
3.87	0.76	2.94	8.65
1.07	0.67	0.72	0.51
1.46	0.57	0.83	0.69
1.31	0.65	0.85	0.73
1.31	0.62	0.81	0.66

6.81	0.42	2.86	8.18
4.65	0.45	2.09	4.38
0.83	0.48	0.40	0.16
6.79	0.50	3.40	11.53
0.84	0.37	0.31	0.10
0.38	0.37	0.14	0.02
2.62	0.46	1.21	1.45
0.78	0.46	0.36	0.13
3.10	0.64	1.98	3.94
2.61	0.57	1.49	2.21
7.93	0.63	5.00	24.96
2.10	0.63	1.32	1.75
5.84	0.56	3.27	10.70

MURI PIANO TERRA							
Lunghezza x (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)	Lunghezza y (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.23	0.46	0.57	0.32	0.95	0.46	0.44	0.19
1.15	0.39	0.45	0.20	0.99	0.46	0.46	0.21
1.23	0.46	0.57	0.32	0.76	0.46	0.35	0.12
0.48	0.30	0.14	0.02	1.65	0.46	0.76	0.58
1.04	0.46	0.48	0.23	0.39	0.46	0.18	0.03
4.52	0.46	2.08	4.32	1.58	0.40	0.63	0.40
1.42	0.46	0.65	0.43	1.58	0.40	0.63	0.40
1.50	0.16	0.24	0.06	0.43	0.46	0.20	0.04
1.28	0.46	0.59	0.35	1.65	0.46	0.76	0.58
1.31	0.46	0.60	0.36	0.80	0.46	0.37	0.14
2.13	0.46	0.98	0.96	1.05	0.46	0.48	0.23
1.20	0.41	0.49	0.24	0.99	0.46	0.46	0.21
0.48	0.46	0.22	0.05	2.23	0.46	1.03	1.05
0.51	0.23	0.12	0.01	0.74	0.46	0.34	0.12
0.82	0.46	0.38	0.14	3.85	0.46	1.77	3.14
4.08	0.32	1.31	1.70	6.08	0.46	2.80	7.82
2.11	0.32	0.68	0.46	6.16	0.60	3.70	13.66
6.22	0.32	1.99	3.96	5.30	0.17	0.87	0.76
6.68	0.32	2.14	4.57	6.16	0.33	2.03	4.13
2.24	0.32	0.72	0.51	0.84	0.46	0.39	0.15
2.11	0.32	0.68	0.46	3.05	0.46	1.40	1.97
6.22	0.32	1.99	3.96	0.47	0.46	0.22	0.05
2.57	0.32	0.82	0.68	6.16	0.46	2.83	8.03
2.81	0.32	0.90	0.81	2.46	0.46	1.13	1.28

2.24	0.32	0.72	0.51
0.48	0.32	0.15	0.02
0.95	0.46	0.44	0.19
6.15	0.46	2.83	8.00
0.84	0.46	0.39	0.15
1.65	0.46	0.76	0.58
4.39	0.46	2.02	4.08
1.14	0.46	0.52	0.27
1.23	0.46	0.57	0.32
1.15	0.39	0.45	0.20
1.23	0.46	0.57	0.32

1.27	0.46	0.58	0.34
0.58	0.46	0.27	0.07
1.58	0.40	0.63	0.40
1.96	0.40	0.78	0.61
4.22	0.46	1.94	3.77

MURI PIANO AMMEZZATO

Lunghezza x (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.23	0.36	0.44	0.20
1.15	0.29	0.33	0.11
1.23	0.36	0.44	0.20
1.49	0.30	0.45	0.20
4.70	0.30	1.41	1.99
4.61	0.30	1.38	1.91
3.29	0.30	0.99	0.97
2.63	0.46	1.21	1.46
0.51	0.23	0.12	0.01
0.82	0.46	0.38	0.14
3.96	0.32	1.27	1.61
13.62	0.32	4.36	19.00
6.40	0.32	2.05	4.19
13.62	0.32	4.36	19.00
6.40	0.32	2.05	4.19
0.75	0.38	0.29	0.08
0.63	0.36	0.23	0.05
1.33	0.36	0.48	0.23
4.84	0.30	1.45	2.11
3.00	0.30	0.90	0.81
3.36	0.30	1.01	1.02
1.24	0.46	0.57	0.33
1.19	0.46	0.55	0.30
1.23	0.36	0.44	0.20
1.15	0.29	0.33	0.11
1.23	0.36	0.44	0.20

Lunghezza y (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.07	0.40	0.43	0.18
1.11	0.40	0.44	0.20
0.92	0.30	0.28	0.08
1.96	0.30	0.59	0.35
0.17	0.30	0.05	0.00
6.07	0.40	2.43	5.90
0.21	0.30	0.06	0.00
1.96	0.30	0.59	0.35
1.02	0.30	0.31	0.09
1.17	0.40	0.47	0.22
1.11	0.40	0.44	0.20
3.61	0.34	1.23	1.51
3.69	0.34	1.25	1.57
5.46	0.38	2.05	4.19
0.63	0.39	0.25	0.06
4.53	0.39	1.77	3.12
5.46	0.38	2.05	4.19
1.13	0.33	0.37	0.14
4.03	0.33	1.33	1.77
0.84	0.34	0.29	0.08
3.11	0.34	1.06	1.12
0.44	0.34	0.15	0.02
0.37	0.33	0.12	0.01
4.79	0.33	1.58	2.50
2.36	0.63	1.49	2.21
3.78	0.46	1.74	3.02
5.69	0.40	2.28	5.18
5.84	0.30	1.75	3.07

MURI PIANO PRIMO

Lunghezza x (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.23	0.36	0.44	0.20
1.15	0.29	0.33	0.11
1.23	0.36	0.44	0.20
1.49	0.30	0.45	0.20
4.70	0.30	1.41	1.99
3.55	0.30	1.07	1.13

Lunghezza y (m)	Spessore (m)	Area (m ²)	Area ² (m ⁴)
1.07	0.40	0.43	0.18
1.11	0.40	0.44	0.20
0.92	0.30	0.28	0.08
1.96	0.30	0.59	0.35
0.17	0.30	0.05	0.00
2.10	0.40	0.84	0.71

3.29	0.30	0.99	0.97
1.68	0.46	0.77	0.60
0.40	0.31	0.12	0.02
0.82	0.46	0.38	0.14
2.60	0.32	0.83	0.69
0.56	0.32	0.18	0.03
2.17	0.32	0.69	0.48
2.82	0.32	0.90	0.81
6.01	0.32	1.92	3.70
2.80	0.32	0.90	0.80
0.39	0.22	0.09	0.01
2.22	0.32	0.71	0.50
2.17	0.32	0.69	0.48
2.82	0.32	0.90	0.81
6.01	0.32	1.92	3.70
2.80	0.32	0.90	0.80
2.22	0.32	0.71	0.50
0.78	0.38	0.30	0.09
0.63	0.36	0.23	0.05
1.33	0.36	0.48	0.23
4.49	0.30	1.35	1.81
2.92	0.30	0.88	0.77
4.75	0.30	1.43	2.03
1.42	0.30	0.43	0.18
1.23	0.36	0.44	0.20
1.15	0.29	0.33	0.11
1.23	0.36	0.44	0.20

2.10	0.40	0.84	0.71
0.21	0.30	0.06	0.00
1.96	0.30	0.59	0.35
1.02	0.30	0.31	0.09
1.17	0.40	0.47	0.22
1.11	0.40	0.44	0.20
3.61	0.34	1.23	1.51
3.69	0.34	1.25	1.57
5.46	0.38	2.05	4.19
6.16	0.17	1.05	1.10
5.46	0.38	2.05	4.19
6.16	0.17	1.05	1.10
0.84	0.34	0.29	0.08
3.29	0.34	1.12	1.25
6.16	0.33	2.03	4.13
0.92	0.63	0.58	0.34
0.38	0.63	0.24	0.06
0.18	0.30	0.05	0.00
1.20	0.30	0.36	0.13
0.09	0.30	0.03	0.00
2.10	0.40	0.84	0.71
2.10	0.40	0.84	0.71
0.13	0.30	0.04	0.00
2.22	0.30	0.67	0.44
0.77	0.30	0.23	0.05

μ	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
N_{mxi}	36	35	26	33
N_{myi}	23	29	28	31
$\sum A_{xi,j}^2$	122.60	38.93	60.61	24.56
$\sum A_{yi,j}^2$	127.97	50.47	41.33	24.64
A_{xi}^4	3062.81	851.00	779.41	541.53
A_{yi}^4	2207.76	807.92	719.59	454.56
$\sqrt{lungo x}$	0.664	0.775	1.011	0.705
$\sqrt{lungo y}$	0.577	0.901	0.780	0.825
μ_{xi}	0.867	0.845	0.798	0.859
μ_{yi}	0.885	0.820	0.844	0.835

- ξ_{xi} è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista in prevalenza nei maschi murari dell'i-esimo piano; esso vale 1 nel caso di collasso per taglio, mentre può essere assunto pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione (maschi snelli, poco caricati verticalmente o in presenza di fasce deboli).
Nel nostro caso si ha $\xi_{xi} = 1$.
- ζ_{xi} è un coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie di piano nelle pareti disposte in direzione x; esso vale 1 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi murari verticali), mentre può assumere un valore minore (fino a 0.8) nel caso di fasce deboli, non in grado di bloccare la rotazione all'estremità dei maschi murari.
Nel nostro caso si ha $\zeta_{xi} = 1$.
- A_{xi} è l'area resistente a taglio dei muri dell'i-esimo piano, posti secondo la direzione x, riportata nelle tabelle precedenti.

- τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i. Si calcola tramite la formula:

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove: - τ_{0d} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura (valutato tenendo conto del valore di confidenza F_C);

- σ_{0i} è la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri all'i-esimo piano (valutata tenendo conto del valore di confidenza F_C).

Tali valori sono stati presi dalla tabella C.8.A.2.1 della Circolare 617 del 02/02/2009, riportata in seguito. Nel nostro caso, sono stati presi i valori minimi relativi alla muratura in mattoni pieni e malta di calce, e sono stati divisi per il fattore di conoscenza F_C , relativo al livello di conoscenza dell'edificio.

Tipologia di muratura	σ_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (KN/m ³)
	Min - Max	Min - Max	Min - Max	Min - Max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2.0	690	230	19
	180	3.2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3.5	1020	340	20
	300	5.1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco di buona tessitura	260	5.6	1500	500	21
	380	7.4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2.8	900	300	16
	240	4.2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9.0	2400	780	22
	800	12.0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6.0	1200	400	18
	400	9.2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	500	24.0	3500	875	15
	800	32.0	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30.0	3600	1080	12
	600	40.0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10.0	2700	810	11
	400	13.0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9.5	1200	300	12
	200	12.5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18.0	2400	600	14
	440	24.0	3520	880	

Quindi, nel nostro caso risulta:

- $\sigma_{0i} = 198.35 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_{0d} = 4.96 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}} = 26.08 \text{ N/cm}^2$

- β_{xi} è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i-esimo, associato all'eccentricità e_{yi} , del centro delle rigidezze (C) rispetto al baricentro delle masse (G), ed alla distanza d_{yi} , tra il baricentro delle rigidezze (C) e la parete in direzione x più esterna. Si calcola quindi con tale formula:

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25$$

β	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
e_{vi}	0.05	-0.17	-0.33	-0.47
e_{xi}	-0.19	-0.52	-0.81	-1.12
d_{vi}	12.36	11.95	11.61	12.12
d_{xi}	12.41	12.20	12.91	12.84
β_{xi}	1.01	0.97	0.94	0.92
β_{yi}	0.97	0.92	0.87	0.82

- K_i è il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i-esimo e la forza sismica totale. Si calcola quindi tramite la formula:

$$K_i = \frac{\sum_i^N j}{\sum_i^N j}$$

K	
Piano Interrato	1.000
Piano Terra	0.665
Piano Ammezzato	0.420
Piano Primo	0.241

Si può quindi calcolare la resistenza a taglio in ogni piano della costruzione, rispetto agli assi x e y.

	Piano interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
$F_{SLV,xi}$ (N)	1242245.91	994625.57	1470234.90	2340354.23
$F_{SLV,yi}$ (N)	1118985.75	997794.54	1608438.71	2330792.46

	Piano interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
$F_{SLV,xi}$ (kg)	124224.59	99462.56	147023.49	234035.42
$F_{SLV,yi}$ (kg)	111898.57	99779.45	160843.87	233079.25

6.2.1.3 Massa sismica - M

La massa sismica M, da considerare per la valutazione dell'azione sismica, allo stato limite ultimo, è quella associata ai carichi gravitazionali e calcolata tramite la formula:

$$M = \frac{(G_k + \sum_1^N \psi_{2j} Q_{kj})}{g}$$

Dove:

- G_k sono i carichi permanenti, al loro valore caratteristico, computati sull'intero edificio;
- Q_{kj} sono i carichi variabili accidentali, al loro valore caratteristico, al piano j-esimo;
- g è l'accelerazione di gravità;
- ψ_{2j} è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che i carichi variabili al piano j-esimo siano presenti in occasione del sisma;
- N è il numero dei piani.

Si riporta quindi l'analisi dei carichi dei vari pacchetti strutturali dei solai.

- Solaio voltato, posizionato tra il Piano Interrato e il Piano Terra:

- Pesi strutturali:

- Volta in mattoni pieni.....350 kg/m²;
- Soletta in C.C.A., spessore 4cm.....100 kg/m².

- Pesi non strutturali:

- Materassino anticalpestio, spessore 0.5cm.....4 kg/m²;
- Struttura pavimento galleggiante.....20 kg/m²;
- Pannello pavimento radiante, spessore 3cm.....10 kg/m²;

- Pavimento, spessore 4cm.....40 kg/m²;
- Muri tramezzi.....80 kg/m².
- Solaio in legno a doppia orditura:
 - Pesi strutturali:
 - Travi e travetti in legno.....55 kg/m²;
 - Tavolato immaschiato, spessore 4cm.....24 kg/m²;
 - Soletta in C.C.A., spessore 4cm.....100 kg/m².
 - Pesi non strutturali:
 - Materassino anticalpestio, spessore 0.5cm.....4 kg/m²;
 - Struttura pavimento galleggiante.....20 kg/m²;
 - Pannello pavimento radiante, spessore 3cm.....10 kg/m²;
 - Pavimento, spessore 4cm.....40 kg/m²;
 - Muri tramezzi.....80 kg/m².
- Solaio in acciaio:
 - Pesi strutturali:
 - Struttura portante in acciaio (IPE240, L120x60x10, UPN280).....100 kg/m²;
 - Lamiera grecata (s=0.7mm) con soletta in C.C.A, spessore 10cm.....190 kg/m²;
- Passerella in acciaio e vetro:
 - Pesi strutturali:
 - Struttura portante in acciaio.....55 kg/m²;
 - Pavimento in vetro portante, spessore 3cm.....75 kg/m²;
 - Pesi non strutturali:
 - Ringhiera parapetto.....24 kg/m²;
- Controsoffitto in volte autoportanti:
 - Pesi non strutturali:
 - Volta in gesso e cannucciato, sorretta da una centina in legno.....50 kg/m².
- Controsoffitto in pannelli di gesso:
 - Pesi non strutturali:
 - Pannelli in gesso.....35 kg/m².
- Tetto con struttura in legno:
 - Pesi strutturali:
 - Struttura portante in legno (capriate, terzere, diagonali, travetti, ecc.).....65 kg/m²;
 - Doppio tavolato immaschiato con ventilazione, spessore 3+4+3cm.....40 kg/m²;
 - Pesi non strutturali:
 - Coppi in laterizio.....80 kg/m².
- Scala in C.C.A.:
 - Pesi strutturali:
 - Soletta in C.C.A., spessore 20cm.....500 kg/m²;
 - Pesi non strutturali:
 - Gradini e rivestimento.....200 kg/m².

Sulla base di queste analisi dei carichi è stata calcolata la massa sismica M dell'intero edificio. Se ne riporta una tabella riassuntiva.

MASSA SISMICA							
	Livelli	Carichi	kg/m ²	Volume (m ³) Area (m ²)	kg	N	ψ_{2j}
Muratura	Piano Interrato		1800	337.69	607837.23	6078372.30	
	Piano Terra		1800	278.19	500737.89	5007378.90	
	Piano Ammezzato		1800	168.06	302510.37	3025103.70	
	Piano Primo		1800	263.09	473557.48	4735574.80	
Solai	Piano Interrato	Permanenti	604.00	290.00	175160.00	1751600.00	
		Variabili (C2)	400.00	290.00	116000.00	1160000.00	0.60
	Piano Terra	Permanenti	333.00	190.00	63270.00	632700.00	
		Permanenti (paserella)	154.00	7.00	1078.00	10780.00	
		Permanenti (controsoffitto)	35.00	17.00	595.00	5950.00	
		Variabili (C2)	400.00	197.00	78800.00	788000.00	0.60
	Piano Ammezzato	Permanenti	333.00	305.00	101565.00	1015650.00	
		Permanenti (controsoffitto)	35.00	18.00	630.00	6300.00	
		Variabili (C2)	400.00	305.00	122000.00	1220000.00	0.60
	Piano Primo	Permanenti	185.00	511.00	94535.00	945350.00	
		Permanenti (solaio acciaio)	290.00	19.00	5510.00	55100.00	
		Permanenti (controsoffitto)	50.00	201.00	10050.00	100500.00	
		Permanenti (volte)	35.00	19.00	665.00	6650.00	
		Variabili (C2)	400.00	19.00	7600.00	76000.00	0.60
		Variabili (neve)	120.00	511.00	61320.00	613200.00	0.00
	Scale	Piano Interrato	Permanenti	700.00	38.00	26600.00	266000.00
Variabili (C2)			400.00	38.00	15200.00	152000.00	0.6
Piano Terra		Permanenti	700.00	41.00	28700.00	287000.00	
		Variabili (C2)	400.00	41.00	16400.00	164000.00	0.6
Piano Ammezzato		Permanenti	700.00	38.00	26600.00	266000.00	
		Variabili (C2)	400.00	38.00	15200.00	152000.00	0.6
Massa sismica totale					2642320.97	26423209.68	

6.2.1.4 Frazione di massa partecipante al moto dinamico - e^*

Nel caso in cui non venga definito con precisione il modo di collasso, è possibile assumere una forma modulare triangolare, cui corrisponde la formula per calcolare la frazione di massa partecipante al moto dinamico, che nel nostro caso risulta:

$$e^* = 0.75 + 0.25N^{-0.75} = 0.8384$$

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive dei valori calcolati fino ad ora, dividendo la direzione x dalla direzione y.

DIREZIONE X					
grandezza	unità di misura	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
q	-	3.00			
μ	-	0.867	0.845	0.798	0.859
ξ	-	1.00			
ζ	-	1.00			
σ	N/ m ²	1983500			
τ	N/ m ²	49600			
A _{xi}	m ²	55.34	29.17	27.92	23.27
G	m	23.51	24.24	24.87	24.68
C	m	23.31	23.72	24.06	23.55
β	-	1.01	0.97	0.94	0.92
K	-	1.000	0.665	0.420	0.241
F _{SLV}	N	1242245.91	994625.57	1470234.90	2340354.23
e*	-	0.8384			
M	N	26423209.68			

DIREZIONE Y					
grandezza	unità di misura	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Ammezzato	Piano Primo
q	-	3.00			
μ	-	0.885	0.820	0.844	0.835
ξ	-	1.00			
ζ	-	1.00			
σ	N/ m ²	1983500			
τ	N/ m ²	49600			
A _{yi}	m ²	46.99	28.42	26.83	21.32
G	m	15.36	15.34	14.78	15.00
C	m	15.41	15.17	14.46	14.53
β	-	0.97	0.92	0.87	0.82
K	-	1.000	0.665	0.420	0.241
F _{SLV}	N	1118985.75	997794.54	1608438.71	2330792.46
e*	-	0.8384			
M	N	26423209.68			

6.2.1.5 Spettro di risposta elastica - S_{e,SLV}

Si riportano nella seguente tabella i valori della risposta elastica calcolata per il nostro caso, evidenziando il valore che individua il piano e la direzione di minor resistenza.

Spettro di risposta elastica S _{e,SLV}						
Piano	Direzione	q	F _{SLV} (N)	e*	M (N)	S _{e,SLV}
Piano Interrato	x	3.00	1242245.91	0.8384	26423209.68	1.6503
	y	3.00	1118985.75	0.8384	26423209.68	1.4866
Piano Terra	x	3.00	994625.57	0.8384	26423209.68	1.3214
	y	3.00	997794.54	0.8384	26423209.68	1.3256
Piano Ammezzato	x	3.00	1470234.90	0.8384	26423209.68	1.9532
	y	3.00	1608438.71	0.8384	26423209.68	2.1368
Piano Primo	x	3.00	2340354.23	0.8384	26423209.68	3.1091
	y	3.00	2330792.46	0.8384	26423209.68	3.0964

6.2.1.6 Accelerazioni al suolo - a_{SLV}

Si riportano nella seguente tabella i valori di T_1 (periodo fondamentale di vibrazione), T_B , T_C , T_D (periodi caratteristici dello spettro di risposta, definiti al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC 2008). Per il calcolo del periodo T_1 è stata usata la seguente formula 7.3.5 delle NTC 2008:

$$T_1 = C_1 * H^{\frac{3}{4}} = 0.050 * 17.12^{\frac{3}{4}} = 0.421 \text{ s}$$

Dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione; mentre C_1 è un coefficiente che tiene conto del tipo di struttura portante che caratterizza l'edificio e vale 0.085 per costruzione con struttura a telaio in acciaio, 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in C.C.A. e 0.050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura portante.

T_1 (s)	0.421
T_C (s)	0.475
T_B (s)	0.158
T_D (s)	2.440

Poiché $T_B \leq T_1 \leq T_C$, per il calcolo dell'accelerazione al suolo a_{SLV} si utilizza la formula sottostante e nel nostro caso risulta essere:

$$a_{SLV} = \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} = \frac{1.3214 * 0.421}{1.394 * 2.43} = 0.164 \frac{m}{s^2}$$

6.2.1.7 Conclusioni

Confrontando l'accelerazione trovata $a_{SLV}=0.164 \text{ m/s}^2$ con quella caratteristica del sito, riportata nella tabella, $a_g=0.210 \text{ m/s}^2$, si nota che l'accelerazione trovata è minore, perciò il manufatto non è in grado di sopportare l'azione sismica di riferimento del sito. Si nota, però, che l'accelerazione calcolata per lo stato post-intervento è maggiore rispetto a quella calcolata per lo stato di fatto, che risultava $a_{SLV}=0.159 \text{ m/s}^2$; infatti anche l'indice di sicurezza sismico $I_{S,SLV}=0.782$, risulta maggiore rispetto a quello che avevamo trovato per lo stato di fatto, che risultava $I_{S,SLV}=0.759$.

Siccome da normativa NTC 2008, l'indice di sicurezza sismico minimo che deve essere raggiunto in caso di "miglioramento" riservato agli immobili storici e tutelati è $I_S=0.60$, possiamo considerare i nostri interventi soddisfacenti, in quanto l'indice risulta maggiore sia all'indice minimo previsto da normativa, sia all'indice dello stato di fatto.

6.3 Cinematismi di collasso: post-intervento

6.3.1 Flessione verticale di parete monolitica a due piani

Come si è visto nei paragrafi precedenti, all'interno del nostro edificio, l'unico cinematismo di collasso locale, che si può verificare in caso di sisma, è risultato essere il ribaltamento semplice di una parete monolitica, riscontrato soprattutto nella parete che separa la loggia centrale al piano primo con l'ala Ovest. Come si è già specificato, tale meccanismo era reso possibile dalla mancanza di muri di controvento, quindi la parete oltre ad avere una notevole altezza, era caratterizzata anche da una considerevole lunghezza libera da qualsiasi trattenimento, e dalla mancanza del cordolo di copertura, anch'esso avente funzione di trattenimento e impedimento del meccanismo citato.

Quindi, visto il risultato molto negativo ottenuto dalla verifica del meccanismo di danno locale riscontrato tramite le schede CINE, si è provveduto, in fase di progetto, alla risoluzione dei problemi e delle mancanze riscontrate, prevedendo l'inserimento di portali metallici, aventi funzione controventante, e di cordoli esterni, aventi la funzione di cerchiatura delle stanze, così da ricreare il comportamento scatolare dell'edificio. Tali strutture sono state calcolate e verificate nel paragrafo precedente.

Il cordolo esterno, come abbiamo già detto, è stato paragonato ad una catena, in quanto esplicano la stessa funzione, calcolandosi così il massimo tiro esplicabile; risultato che verrà poi inserito nei calcoli della verifica del meccanismo di danno.

Con l'inserimento di tali strutture, si è risolto il meccanismo di ribaltamento semplice; infatti, tale parete, ora sarà verificata a flessione verticale di parete monolitica a due piani, in quanto i due cordoli esterni, che si vanno ad inserire, costituiscono un nodo rigido.

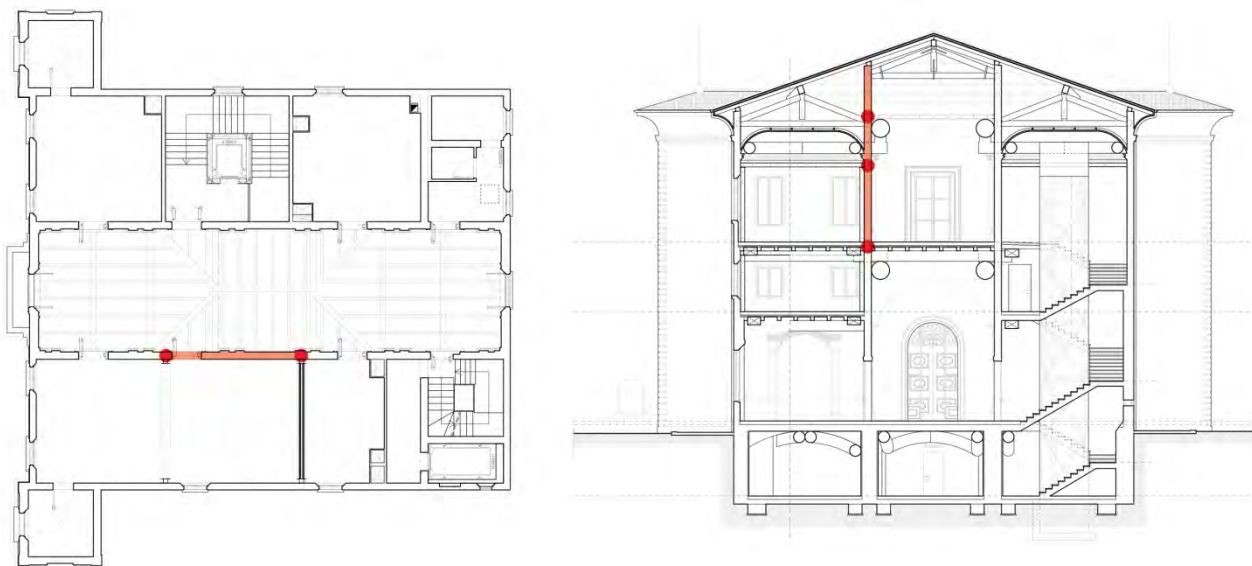


Figura 229-230: Pianta e sezione con indicato l'elemento da verificare a flessione verticale di parete monolitica a due piani

Di seguito si riportano i dati, relativi alla geometria dell'elemento e all'analisi dei carichi, e i risultati ottenuti dalle schede CINE.

DATI INIZIALI				
Caratterizzazione geometrica delle pareti	Elevazione		1	2
	Spessore della parete al piano i-esimo s_i (m)		0.32	0.32
	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{pi} (m)		3.55	2.12
	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d (m)			0.16
	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano l-esimo rispetto al polo del corpo d_{vi} (m)		0.00	0.00
	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano l-esimo rispetto al polo del corpo h_{vi} (m)		0.00	1.68
	Braccio del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i (m)		0.16	0.16
Peso specifico della muratura γ_i (KN/m ³)		18.00	18.00	
Azione sui macro elementi	Peso proprio della parete W_{pi} (KN)		20.40	12.20
	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{si} (KN)		25.00	0.00
	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N (KN)			460.00
	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{vi} (KN)		0.00	2.30
	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{hi} (KN)		0.00	1.30
	Azione del tirante al solaio intermedio T (KN)			97.00

DATI DI CALCOLO		
Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da α_0	4.089
	Valore di h_1 per α_0 minimo (m)	3.55
	Valore assunto da α_0 per $h_1=h_p$	4.089

MOLTIPLICATORE α_0	
Valore minimo assunto da α_0	4.089
Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete H_1 (m)	3.55
Fattore di confidenza FC	1.21
Massa partecipante M^*	5.485
Frazione di massa partecipante e^*	0.897
Accelerazione spettrale a_0^* (m/s ²)	36.940

PARAMETRI DI CALCOLO	
Fattore di struttura q	3.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ (m/s ²)	0.210
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.430
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c^* (s)	0.306
Fattore di smorzamento η	0.417
Quota di base del macro elemento rispetto alla fondazione (m)	11.40
Altezza della struttura H (m)	19.30
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.394
Coefficiente C_c	1.552
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.394
Numero di piani dell'edificio N	4
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.333
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 (s)	0.460
Baricentro delle linee di vincolo Z (m)	7.35
$\psi(Z)=Z/H$	0.381
$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	218.25

PGA - SLV	
$a_{g(SLV)} \text{ min}$ (C8A.4.9; C8A.4.10)	8.105

Come si evince dai risultati, in caso di sisma, il seguente meccanismo di danno non si attiverebbe, in quanto l'accelerazione $a_{g(SLV)} \text{ min}$, che l'elemento può contrastare, è molto superiore all'accelerazione di riferimento $a_g(P_{VR})$. Quindi possiamo affermare che, anche in questo caso, le soluzioni proposte per migliorare il comportamento sismico dell'edificio ed evitare la formazione di cinematismi di danno locali, sono risultate ampiamente soddisfacenti.

7. Progetto impiantistico

Come è stato detto all'interno del capitolo dedicato al progetto architettonico, parallelamente ad esso, è stato sviluppato il progetto impiantistico, incentrato soprattutto sulle scelte fatte per quanto riguarda il riscaldamento, raffrescamento e ventilazione forzata.

Il progetto impiantistico, rappresenta uno dei progetti fondamentali al conseguimento dell'obiettivo di rendere agibile la Villa Negri-Bianchetti, trasformandola in un centro polifunzionale.

Come abbiamo già più volte accennato, dopo gli interventi strutturali eseguiti nel 1994-95, la villa è stata lasciata allo stato "grezzo"; quindi il nostro progetto parte da zero, visto che manca qualsiasi dotazione impiantistica. Questo è stato però un vantaggio, avendo così la possibilità di poter prendere le scelte in libertà, senza doversi attenere a delle soluzioni prestabilite.

Visto la mancanza degli strati non strutturali nei solai e la necessità di doversi adattare alle scale esistenti, la prima problematica da risolvere è stata quella di decidere un pacchetto non strutturale, che fosse compatibile con le misure massime rilevate.

Per far ciò, tenendo conto anche di altri aspetti, come possono essere la leggerezza, per non andare a gravare troppo sulle strutture esistenti, la velocità di montaggio, e nel caso smontaggio per manutenzione, si è scelto di proporre un pavimento galleggiante con annesso anche il sistema di riscaldamento sempre a pavimento.

Come si può vedere dal particolare sottostante, grazie a questo sistema, in uno spessore di 15cm, spessore minimo a disposizione nei piani per adattarmi alle misure delle scale esistenti, si riesce ad avere lo spazio sia per il passaggio di tutti gli impianti, che del sistema di riscaldamento a pavimento.

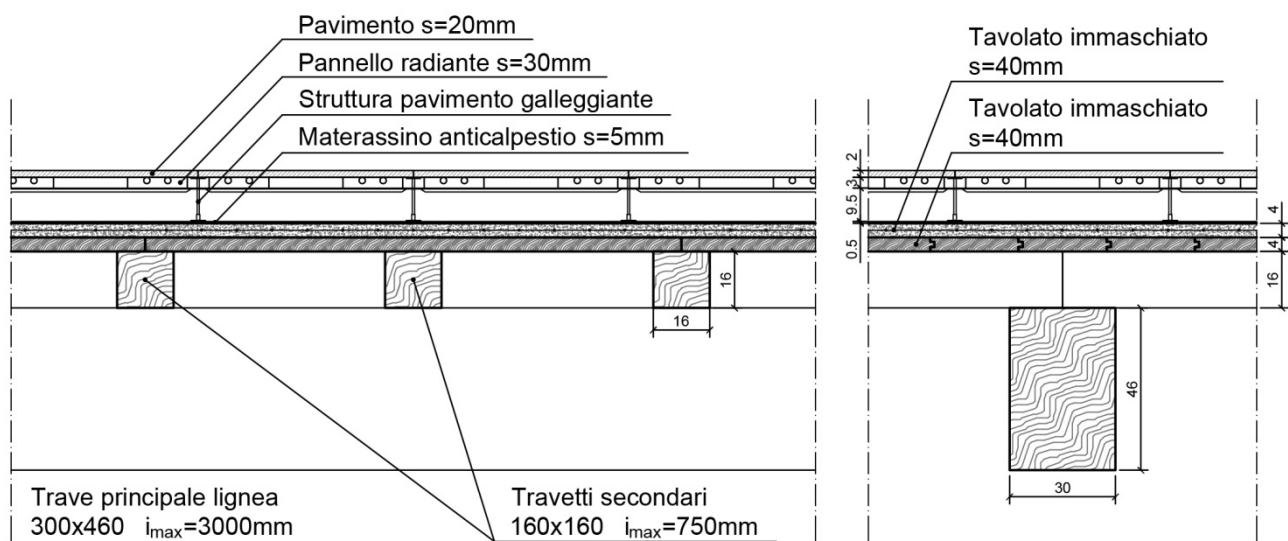


Figura 231: Dettaglio stratigrafia del solaio (TAVOLA 14-15-16-18) - scala 1:20

Il sistema di riscaldamento a pavimento scelto, è un sistema a secco, completamente accessibile e ispezionabile, quindi non necessita di un massetto cementizio per la regolazione termica dell'ambiente in cui viene installato. È leggero, veloce da posare, immediatamente calpestabile ed è dotato di una bassa inerzia termica, che lo rende indicato in ambienti dove sia necessaria una rapida risposta per il riscaldamento invernale.

Questo sistema è composto da più elementi, come si vede dalle immagini sottostanti:

- pannelli modulari rimovibili di finitura che costituiscono il piano di calpestio;
- sistema di distribuzione del fluido di scambio, acqua, tramite speciali tubazioni multistrato, che garantisce una bassa dilatazione lineare, semplicità di posa, estrema flessibilità, stabilità dimensionale, impermeabilità all'ossigeno, resistenza alla corrosione ed agenti chimici e un peso ridotto;
- sistema radiante brevettato, costituito da una lamina di alluminio dello spessore di 0.5mm sagomata per garantire una perfetta aderenza con il tubo scambiatore di calore, che, in

abbinamento al sistema di isolamento termico, permette la diffusione verso l'ambiente climatizzato;

- speciale rivestimento inferiore, composto da pannelli isolanti in polistirene espanso estruso 300kPa, che garantisce il perfetto isolamento termico fra l'area del sottopavimento ed il piano di calpestio del sistema;
- speciale struttura che garantisce la sopraelevazione congiunta, del sistema di isolamento e dei pannelli di finitura, permettendo la totale accessibilità al piano sottopavimento, spazio dove passano gli impianti di tipo elettrico, idraulico, telefonia ed informatica, grazie alla possibilità di rimuovere i pannelli di finitura assieme ai pannelli diffusori neutri, parte del pannello senza le tubazioni.

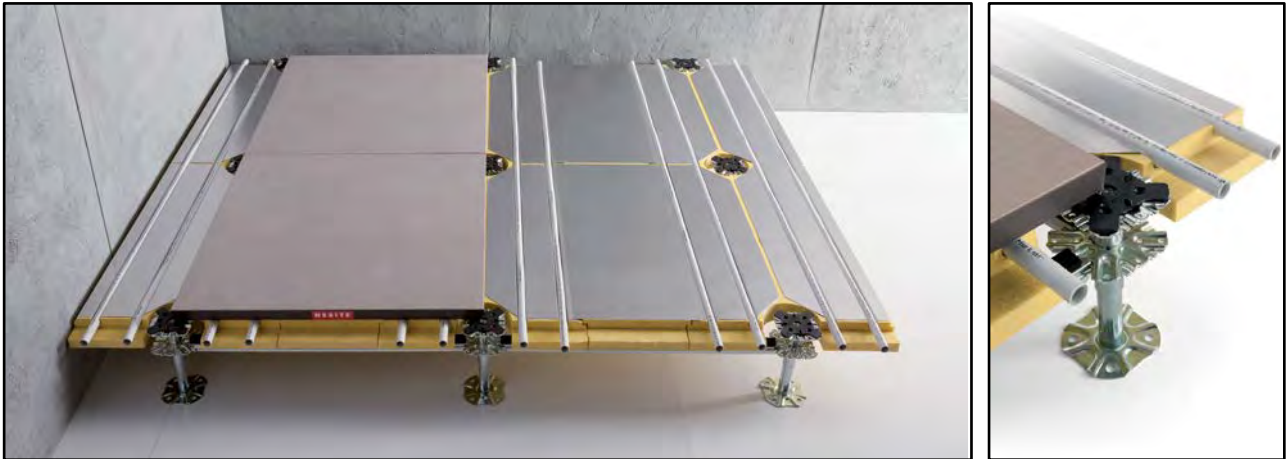


Figura 232-233: Dettaglio del sistema di riscaldamento a pavimento sopraelevato

Questo sistema di distribuzione è collegato alla centrale termica elettrica, posta, come si è potuto vedere nelle piante, all'interno del nuovo vano tecnico, creato grazie alla costruzione del solaio nel sottotetto, posto nell'angolo Sud-Est, sopra ai bagni.

Con questo sistema di riscaldamento, oltre che alla fase di riscaldamento invernale, si potrebbe anche gestire il raffrescamento estivo, ma visto gli alti costi per la produzione dell'acqua fredda da far girare nei tubi radianti, si è scelto di gestire il raffrescamento estivo tramite il sistema di ventilazione forzata.

Oltre al riscaldamento invernale, per garantire il benessere delle persone che frequentano gli ambienti chiusi della villa, essendo anche un luogo pubblico, si è reso necessario anche il progetto del sistema di ventilazione forzato, in quanto il benessere è strettamente legato alla salubrità dell'aria che si respira ed è per questo motivo che diventa fondamentale garantire adeguate condizioni termoigrometriche, ricambi d'aria e trattamenti di filtraggio della stessa, in modo tale che l'inquinamento interno agli ambienti si possa considerare quantomeno accettabile.

Come si può vedere dalle piante e dalle sezioni, il sistema è suddiviso su due circuiti, il primo di immissione dell'aria esterna opportunamente trattata, e il secondo di estrazione dell'aria viziata interna, che verrà poi espulsa all'esterno.

Questi circuiti sono costituiti principalmente da due elementi: i condotti orizzontali, di varie misure, a secondo delle necessità, e di due forme, rettangolari e circolari, costituiti da elementi a vista in alluminio microforati; ed i montanti verticali, sempre in alluminio, ma rivestiti da pannelli di cartongesso, aventi il compito di collegare verticalmente i vari condotti orizzontali.

Le misure e la forma dei condotti orizzontali sono state scelte in base alla dimensione della stanza in cui dovevano essere installati, infatti si può vedere come all'interno delle stanze nelle ali laterali, i condotti presentano una forma rettangolare, che si adatta all'interasse tra i travetti secondari, mentre per quanto riguarda le logge centrali, il piano interrato e le stanze voltate al piano primo, si è deciso di scegliere la forma circolare, in quanto si adattava meglio alle caratteristiche architettoniche dei luoghi.

Questi sistemi di distribuzione, sono tutti collegati ad una unità di trattamento dell'aria, posta anch'essa assieme alla centrale termica nel vano tecnico ricavato nel sottotetto, che gestisce il ricircolo dell'aria all'interno dell'edificio.

L'unità di trattamento dell'aria, come detto in precedenza, oltre che a regolare la ventilazione forzata e la deumidificazione degli ambienti, viene usata anche per la fase di raffrescamento e climatizzazione estiva. Per fare ciò, l'aria prima di venir immessa nell'edificio, viene fatta passare attraverso uno scambiatore di calore, collegato ad una pompa di calore, posta, visto le notevoli dimensioni, all'esterno al piano terra, come si può vedere nella tavola 30, che provvede a regolare la temperatura dell'aria da immettere negli ambienti. Di seguito è riportato il progetto dell'impianto di ventilazione.

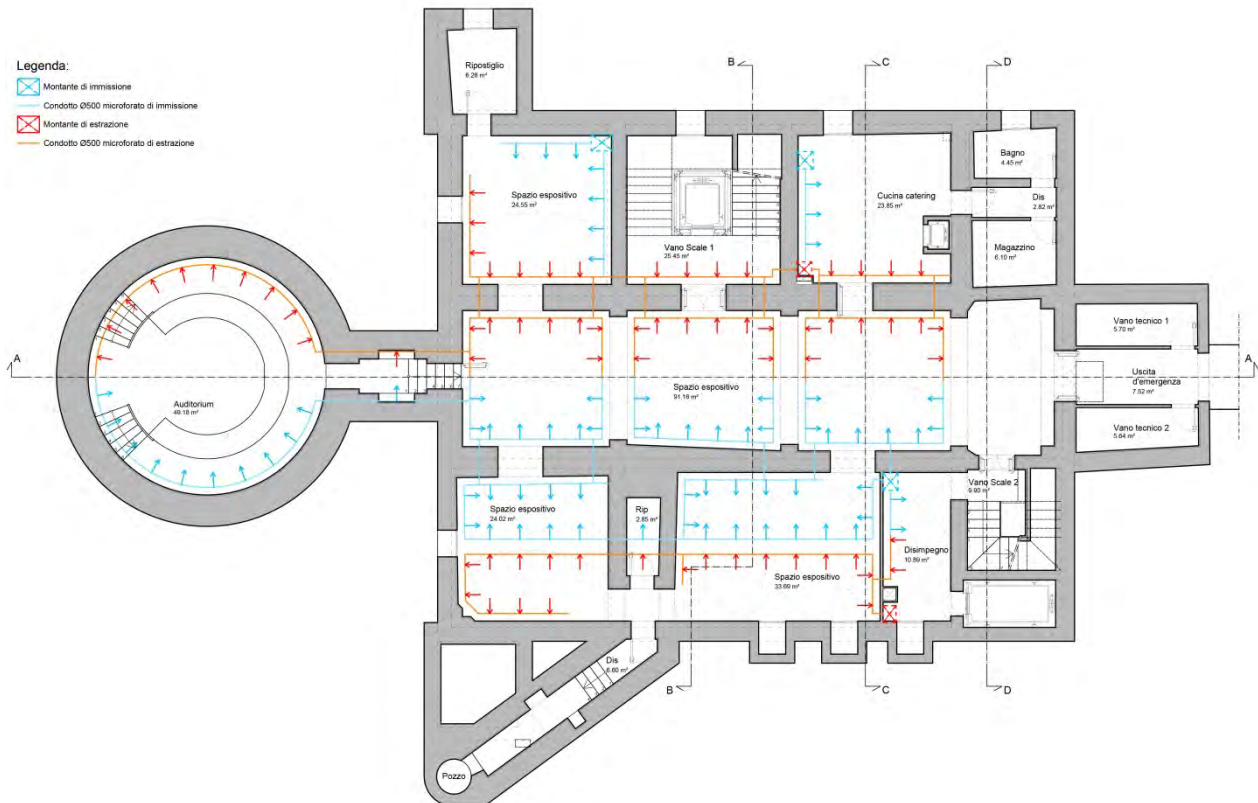


Figura 234: Pianta piano interrato (TAVOLA 30)

Legenda:












-  Montante di immissione
-  Condotto 586x350 microforato di immissione
-  Condotto 575x350 microforato di immissione
-  Montante di estrazione
-  Condotto 586x350 microforato di estrazione
-  Condotto 575x350 microforato di estrazione



Figura 235: Pianta piano terra (TAVOLA 30)

Legenda:

-  Montante di immissione
-  Condotto 610x350 microforato di immissione
-  Condotto Ø800 microforato di immissione
-  Condotto Ø500 microforato di immissione
-  Condotto 600x350 microforato di immissione
-  Montante di estrazione
-  Condotto 610x350 microforato di estrazione
-  Condotto Ø500 microforato di estrazione
-  Condotto Ø800 microforato di estrazione
-  Condotto 600x350 microforato di estrazione

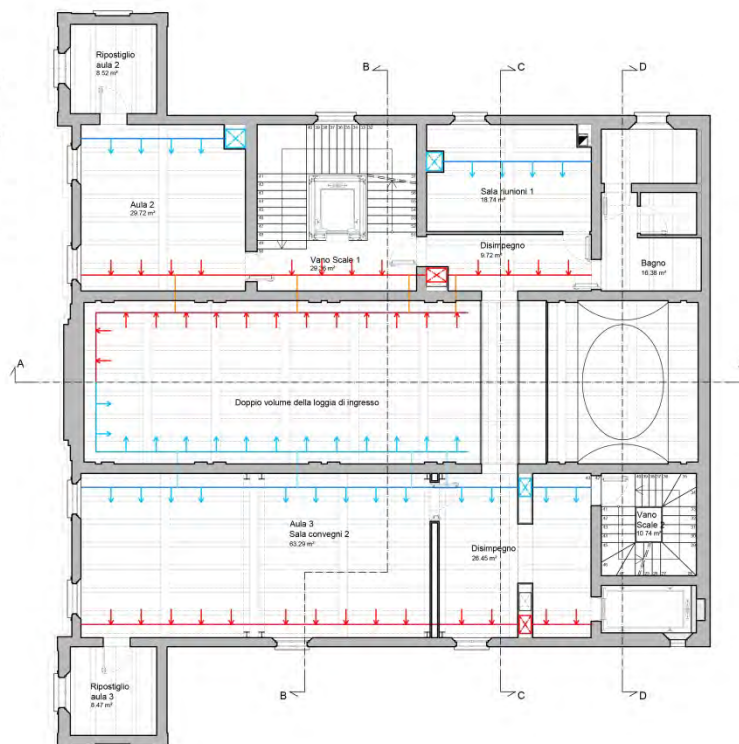


Figura 236: Pianta piano ammezzato (TAVOLA 31)

- Legenda:**
-  Montante di immissione
 -  Condotto Ø500 microforato di immissione
 -  Montante di estrazione
 -  Condotto Ø500 microforato di estrazione

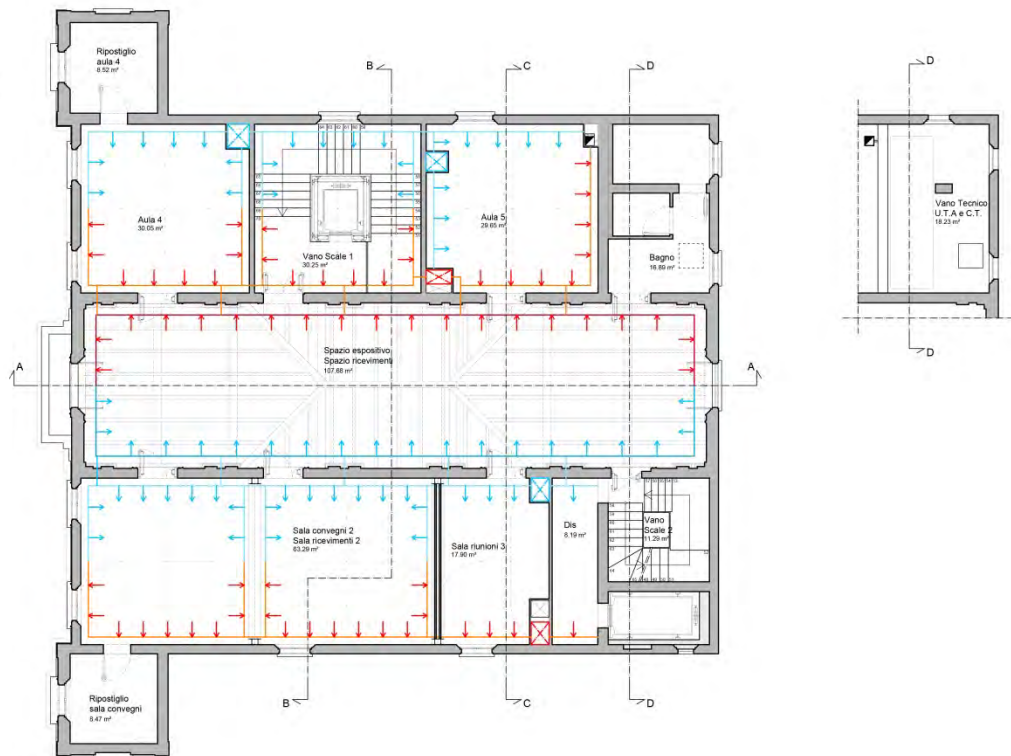


Figura 237: Pianta piano primo (TAVOLA 31)

- Legenda:**
-  Condotto Ø500 microforato di estrazione
 -  Condotto Ø800 microforato di estrazione

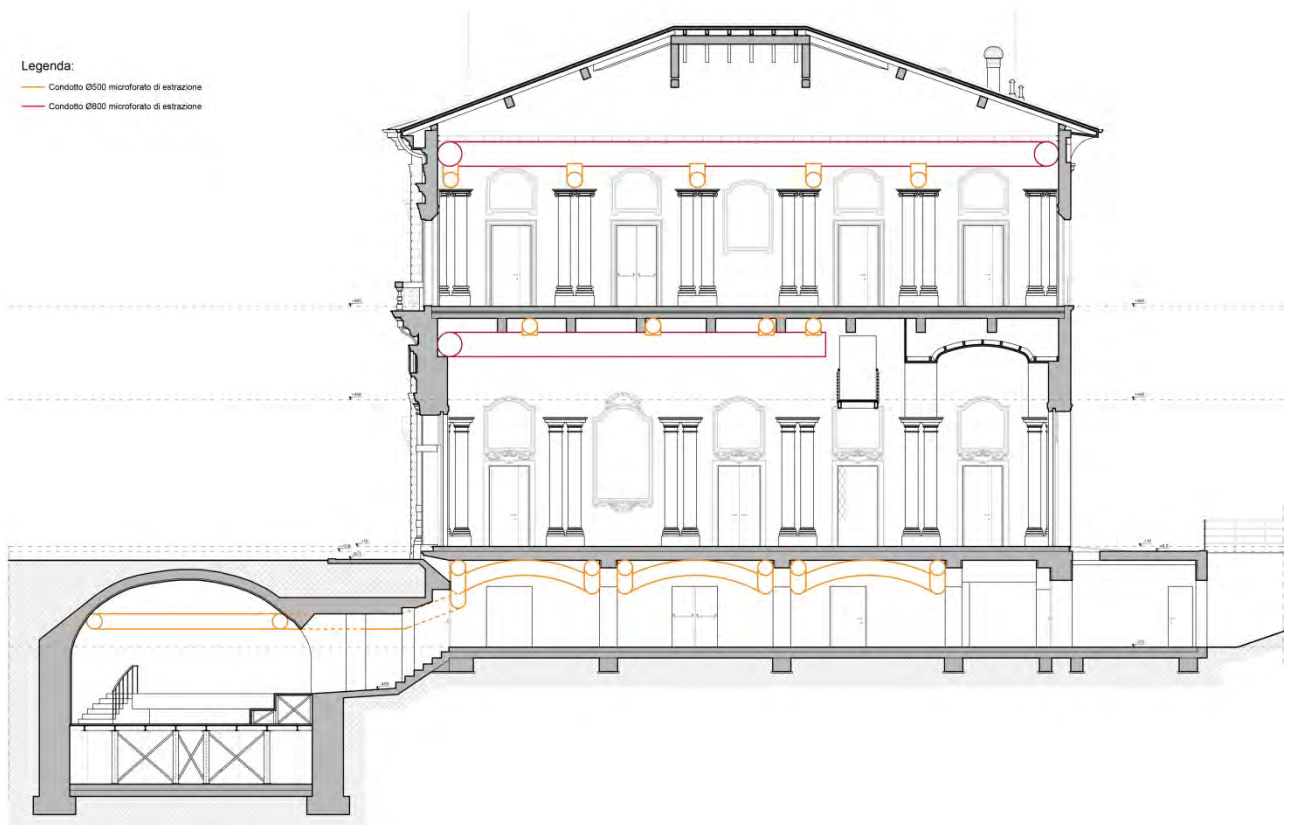


Figura 238: Sezione A-A (TAVOLA 32)

- Legenda:**
- Condotto Ø500 microforato di immissione
 - Condotto 575x350 microforato di immissione
 - Condotto 600x350 microforato di immissione
 - Condotto Ø800 microforato di immissione
 - Condotto Ø500 microforato di estrazione
 - Condotto 575x350 microforato di estrazione
 - Condotto 588x350 microforato di estrazione
 - Condotto 600x350 microforato di estrazione
 - Condotto 610x350 microforato di estrazione
 - Condotto Ø800 microforato di estrazione



Figura 239: Sezione B-B (TAVOLA 32)

- Legenda:**
- Condotto Ø500 microforato di immissione
 - Condotto 575x350 microforato di immissione
 - Condotto 588x350 microforato di immissione
 - Condotto 600x350 microforato di immissione
 - Condotto 610x350 microforato di immissione
 - Condotto Ø800 microforato di immissione
 - Condotto Ø500 microforato di estrazione
 - Condotto 575x350 microforato di estrazione
 - Condotto 588x350 microforato di estrazione
 - Condotto 600x350 microforato di estrazione
 - Condotto 610x350 microforato di estrazione
 - Condotto Ø800 microforato di estrazione

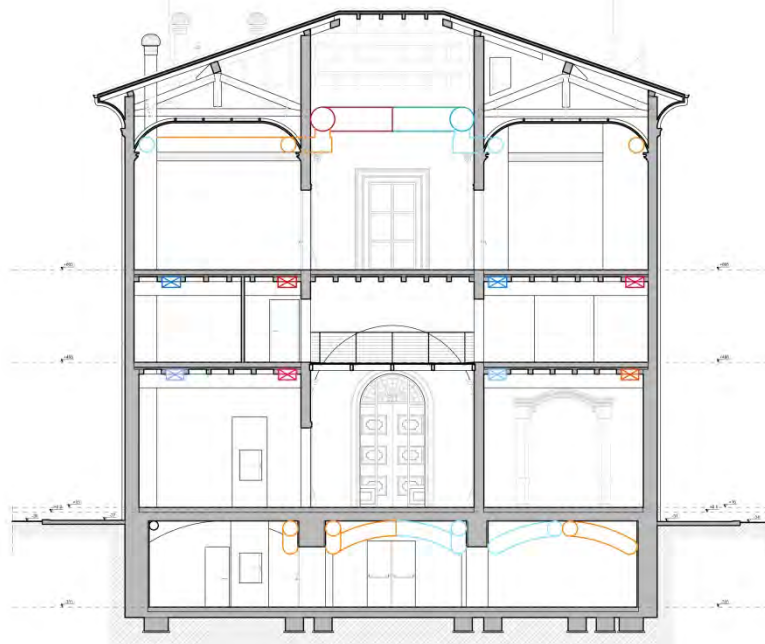


Figura 240: Sezione C-C (TAVOLA 33)

Legenda:

- Condotto Ø800 microforato di immissione
- Condotto Ø800 microforato di estrazione

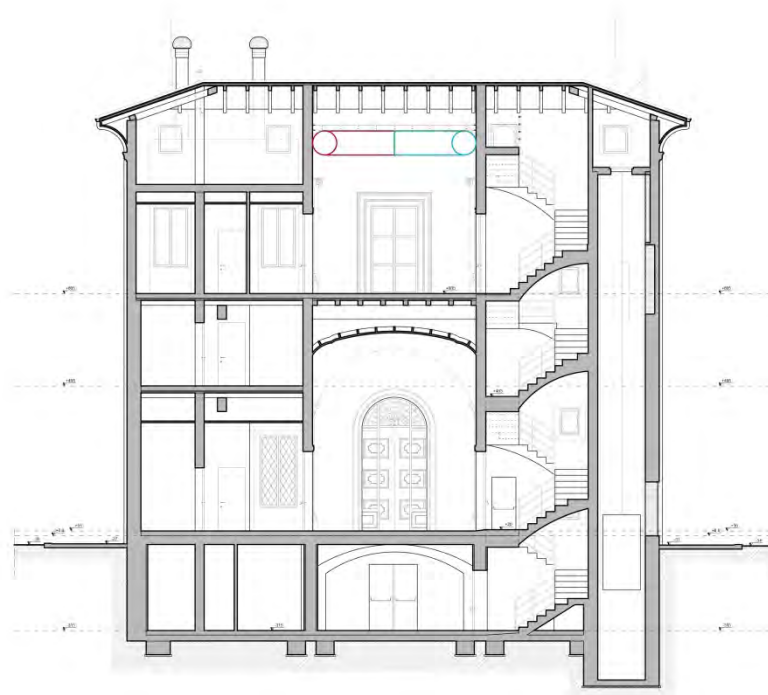


Figura 241: Sezione D-D (TAVOLA 33)

8. Progetto di prevenzione incendi

8.1 Generalità

Il fabbricato oggetto del progetto di prevenzione incendi, è un edificio d'interesse storico, artistico ed architettonico, vincolato con apposito decreto dalla Soprintendenza, situato sulla prima zona collinare del comune di Ozzano dell'Emilia e costituito da tre piani fuori terra e un piano interrato. All'interno dell'edificio sono previste vari tipi di attività pubbliche: le attività espositive e museali sono previste al piano interrato, caratterizzato anche dalla presenza di un piccolo auditorium; mentre i piani fuori terra sono previsti di spazi per convegni, ricevimenti e aule per lezioni.

Nel piano interrato trovano spazio altri vani di importanza relativa all'interno del progetto di prevenzione incendi: la cucina, completamente elettrica, usata dal bar soprastante per la preparazioni di pranzi e nel caso di eventi e ricevimenti che richiedono il servizio catering; due vani tecnici, uno con il contatore e l'impianto di addolcimento dell'acqua, l'altro con i contatori della luce. La centrale termica, anch'essa elettrica, e l'unità di trattamento dell'aria, sono poste invece nel sottotetto.

8.2 Normativa di riferimento

Per la stesura del progetto di prevenzione incendi, si è fatto riferimento al D.M. 20 Maggio 1992 n.569, "Norme di sicurezza antincendio per gli edifici storici e artistici destinati a musei, gallerie, esposizioni e mostre", e al d.P.R. 1 Agosto 2015 n.151, che è la normativa vigente in tale materia e che individua le attività soggette ai controlli di prevenzione incendi e disciplina la verifica delle condizioni di sicurezza antincendio che sono poi attribuite alla competenza del Comando dei vigili del fuoco.

Nell'ambito di applicazione del seguente regolamento, rientrano tutte le attività soggette ai controlli di prevenzione incendi riportate nell'Allegati I.

Andando a consultare l'elenco delle attività soggette ai controlli e alla redazione del progetto di prevenzione incendi, abbiamo visto che il nostro fabbricato rientra nello specifico dell'attività n.72 categoria C, che comprende gli «Edifici sottoposti a tutela ai sensi del d.lgs. 22/01/2004 n.42, aperti al pubblico, destinati a contenere biblioteche ed archivi, musei, gallerie, esposizioni e mostre, nonché qualsiasi altra attività contenuta nel presente Allegato». Quindi ai sensi della normativa vigente, il nostro fabbricato, necessità del progetto di prevenzione incendi e più in particolare, il progetto deve seguire le linee descritte nel d. lgs. 22/01/2004 n.42, le quali stabiliscono i criteri generali per procedere alla progettazione antincendio, attraverso la valutazione del rischio e l'individuazione delle misure compensative e delle soluzioni tecniche.

La progettazione della sicurezza antincendio è finalizzata al raggiungimento degli obiettivi primari della prevenzione incendi relativi alla sicurezza della vita umana, dei beni e dell'ambiente. Pertanto deve svilupparsi dalla valutazione del rischio effettivamente presente, e sulla base di questa, determinare una strategia composta di soluzioni tecniche che riguardano tutte le misure antincendio, affinché sia assicurato, per gli occupanti, per l'edificio e per ogni singolo bene tutelato presente, un grado di sicurezza antincendio equivalente a quello previsto dalla norma.

8.3 Misure prescrittive

Misure precauzionali per lo sfollamento delle persone in caso di emergenza

L'edificio sarà provvisto di un sistema organizzato di vie di uscita, per il deflusso rapido e ordinato delle persone verso luoghi sicuri, al fine di evitare pericoli per la loro salute nel caso d'incendio o di qualsiasi altro sinistro.

Al fine di garantire l'incolumità delle persone, sarà individuato il tratto più breve che esse devono percorrere per raggiungere le uscite. Il relativo percorso avrà in ogni punto una larghezza non inferiore a 90cm, sarà privo di ostacoli e sarà segnalato da cartelli posti ad intervalli regolari di trenta metri sui quali verranno indicati, in modo chiaro e leggibile, le istruzioni sul

comportamento che le persone devono adottare, nel caso di pericolo, e che sono redatte in conformità alle disposizioni contenute nel decreto del Presidente della Repubblica 8 giugno 1982, n. 524.

Il massimo affollamento consentito è stato commisurato alla capacità di deflusso del sistema esistente di vie d'uscita valutata pari a sessanta persone, per ogni modulo, «modulo uno» pari a 60cm.

Il conteggio delle uscite è stato effettuato sommando la larghezza di tutte le porte, di larghezza non inferiore a 90cm, che immettono in luogo sicuro. La misurazione della larghezza delle uscite è stata eseguita nel punto più stretto dell'uscita.

Nel computo della larghezza delle uscite sono stati conteggiati anche gli ingressi, in quanto consentono un facile deflusso verso l'esterno in caso di emergenza.

Nel caso in cui il sistema di vie di uscita non dovesse essere conforme alle prescrizioni contenute precedentemente, si dovrà procedere alla riduzione dell'affollamento con l'ausilio di sistemi che controllino il flusso dei visitatori in uscita ed in entrata.

8.4 Calcolo del massimo affollamento

E' stato analizzato sia il massimo affollamento per ogni singolo piano, sia il massimo affollamento di tutti i piani. Nelle stanze, come l'auditorium o le sale convegni e lezioni, in cui il numero di persone è già stato previsto in base al numero di sedute massime possibili, verrà confrontato il numero stimato nel progetto architettonico con il massimo affollamento che risulta dai calcolali, andando poi a modificare il progetto nel caso in cui il numero stimato di persone fosse più alto del massimo affollamento previsto per legge.

Come uscite di emergenza sono stati considerati anche i due vani scala, che assumono la nomenclatura di "scala protetta", in quanto costituiscono un compartimento antincendio, avente accesso diretto ad ogni piano, con porte di resistenza al fuoco REI 120 e dotate di congegni di autochiusura; in più, per favorire l'uscita del fumo, le scale sono state dotate di un'apertura, posta in sommità, che fornisca la ventilazione necessaria a creare l'effetto camino. Tale apertura, nella scala posta ad Est, è stata ricavata inserendo una griglia metallica nella volta in corrispondenza della finestra, esistente, del sottotetto e collegandole tramite un canale, così da convogliare i fumi verso la finestra; mentre per l'altra scala, quella posta a Sud-Ovest, in sommità è già presente una finestra a vista. Per regolare l'apertura e la chiusura di tali finestre, gli infissi sono stati collegati ad un impianto di rivelazione incendi, che in caso di fumi o incendi, apre le finestre, favorendo così la ventilazione e la protezione delle scale dai fumi.

Si passa quindi al calcolo dell'affollamento massimo, previsto per legge, per ogni piano e l'affollamento massimo generale.

Piano interrato:

- Uscita di emergenza che porta alla rampa esterna e che conduce al giardino: larghezza 160cm, corrispondente a 2 moduli.
- Uscita verso scala principale, ala Est, che porta al piano terra: larghezza 140cm, corrispondente a 2 moduli.
- Uscita verso scala secondaria, angolo Sud-Ovest, che porta al piano terra: larghezza 110cm, corrispondente a 1 modulo.

Totale moduli piano interrato: 5 moduli.

Totale persone evacuabili per modulo: 60 persone.

Massimo affollamento al piano interrato: 300 persone.

Piano terra:

- Uscita di emergenza principale che porta all'esterno sul lato Nord: larghezza 215cm, corrispondente a 3 moduli.
- Uscita di emergenza secondaria, con rampa per disabili, che porta all'esterno sul lato Sud: larghezza 215cm, corrispondente a 3 moduli.

Totale moduli piano interrato: 6 moduli.

Totale persone evacuabili per modulo: 60 persone.

Massimo affollamento al piano interrato: 360 persone.

Piano ammezzato ala Est:

- Uscita verso scala principale: larghezza 90cm, corrispondente a 1 moduli.

Totale moduli piano interrato: 1 moduli.

Totale persone evacuabili per modulo: 60 persone.

Massimo affollamento al piano interrato: 60 persone.

Piano ammezzato ala Ovest:

- Uscita verso scala secondaria: larghezza 90cm, corrispondente a 1 moduli.

Totale moduli piano interrato: 1 moduli.

Totale persone evacuabili per modulo: 60 persone.

Massimo affollamento al piano interrato: 60 persone.

Piano primo:

- Uscita verso scala principale, ala Est: larghezza 130cm, corrispondente a 2 moduli.
- Uscita verso scala secondaria, angolo Sud-Ovest: larghezza 90cm, corrispondente a 1 modulo.

Totale moduli piano interrato: 3 moduli.

Totale persone evacuabili per modulo: 60 persone.

Massimo affollamento al piano interrato: 180 persone.

Verifica del massimo affollamento contemporaneo di tutto l'edificio:

Moduli totali 15, così suddivisi:

- 5 moduli al piano interrato;
- 6 moduli al piano terra;
- 2 moduli al piano ammezzato, 1 ala Est e 1 ala Ovest;
- 3 moduli al piano primo.

Totale moduli edificio: 15 moduli.

Totale persone evacuabili per modulo: 60 persone.

Affollamento totale massimo dell'edificio: 900 persone.

Il massimo affollamento previsto, considerando nel calcolo sia l'utenza che i dipendenti, non sarà comunque mai superiore a 900 persone; in quanto, in fase di progetto, si è stimato che la villa può essere usufruita contemporaneamente da un massimo di 400/450 persone.

8.5 Disposizioni generali

Divieto di comunicazione tra ambienti ove è svolta un'attività diversa

Come previsto dalla normativa vigente, le attività, presenti all'interno dell'edificio, devono svolgersi in locali non comunicanti con altri locali ove si svolgono attività che non abbiano alcuna relazione con l'attività principale. Nei casi in cui sussiste questa comunicazione, la stessa è stata protetta mediante infissi e tamponature aventi caratteristiche REI 120.

Disposizioni relative allo svolgimento di attività

È vietato l'uso delle fiamme libere, di fornelli o stufe a gas, di stufe elettriche con resistenza in vista, di stufe a kerosene, di apparecchi a incandescenza senza protezione, nonché il deposito di sostanze che possono, ovunque, provocare incendi o esplosioni.

È vietato il deposito di sostanze infiammabili in quantità eccedenti il normale uso giornaliero, qualora le medesime sostanze debbano essere utilizzate all'interno dell'edificio per attività di restauro delle opere ivi presenti. Negli ambienti ove è svolta l'attività di restauro saranno utilizzati impianti elettrici, anche provvisori, che in tutte le loro parti non costituiscano cause di pericolo.

Gli elementi di arredo combustibili, posti in ogni singolo ambiente, che costituiscono i carichi d'incendio, non possono essere incrementati. A tal fine, non sono considerati elementi di arredo gli oggetti esposti al pubblico; quindi le opere esposte nei locali adibiti a spazi museali, situati al piano interrato, non devono essere conteggiate nel carico d'incendio.

Negli atri, nei corridoi di disimpegno, nelle scale e nelle rampe, non possono essere posti elementi di arredo combustibili, oltre al carico d'incendio esistente costituito dalle strutture e dal materiale esposto, riportato nel certificato di prevenzione incendi.

Qualora negli edifici si svolgano nuove attività dopo la data di entrata in vigore del presente regolamento, ovvero siano ampliate le aree ove le attività sono svolte, il carico d'incendio relativo agli arredi e al materiale da esporre, di tipo combustibile, con esclusione delle strutture e degli infissi combustibili esistenti, non possono superare i 10 kg di quantità equivalente di legno per metro quadrato in ogni singolo ambiente. I nuovi elementi di arredo combustibili, che siano successivamente introdotti negli ambienti, devono possedere le seguenti caratteristiche di reazione al fuoco:

- i materiali di rivestimento dei pavimenti devono essere di classe non superiore a 2;
- i materiali suscettibili di prendere fuoco su entrambi i lati e gli altri materiali di rivestimento devono essere di classe 1;
- i mobili imbottiti devono essere di classe 1 IM.

I materiali citati dovranno essere certificati nella prescritta classe di reazione al fuoco secondo le specificazioni del decreto ministeriale 26 Giugno 1984, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 25 Agosto 1984, n. 234.

Le contropareti in lastre di gesso, previste al piano interrato, sono certificate ed omologate in classe 1, così come le pareti tramezze e i controsoffitti.

Depositi

All'interno dell'edificio, nei depositi, il materiale deve essere posizionato in modo da mantenere uno spazio libero di almeno 1 m dal soffitto e consentire i passaggi liberi non inferiori a 90 cm tra i materiali depositati.

Le comunicazioni tra i locali adibiti a depositi/ripostigli ed il resto dell'edificio, avvengono tramite porte aventi caratteristiche REI 120, che di regola sono mantenute chiuse.

Nei depositi in cui il carico di incendio è superiore a 50 kg di quantità equivalente di legno per metro quadro, devono essere muniti di impianti di spegnimento automatico e gli agenti estinguenti devono essere compatibili con i materiali depositati.

In questi locali dovrà essere assicurata la ventilazione naturale pari a 1/30 della superficie in pianta o almeno due ricambi d'aria ambiente per ora con mezzi meccanici.

Aree a rischio specifico

Per la centrale termica al servizio dell'attività principale che comporta rischio specifico ed individuata dal D.P.R. 151/2011, saranno rispettate le relative disposizioni in vigore.

Impianti elettrici

Gli impianti elettrici sono realizzati nel rispetto delle disposizioni contenute nella legge 1° marzo 1968, n. 186, pubblicata nella Gazzetta Ufficiale del 23 marzo 1968, n. 77, e nella DPR, n. 37/2008 e successive integrazioni e modificazioni.

Negli ambienti, ove è consentito l'accesso del pubblico, dovrà essere installato un sistema d'illuminazione di sicurezza, che dovrà indicare i percorsi di deflusso delle persone e le uscite di sicurezza.

L'edificio sarà protetto contro le scariche atmosferiche, secondo la normativa tecnica vigente.

8.6 Dotazioni antincendio

Mezzi di estinzione portatili

Al fine di consentire un rapido ed efficace attacco di un eventuale incendio, l'edificio sarà dotato di estintori portatili del tipo 34A-114B ogni 150 m² di superficie di pavimento, come indicato nella normativa di riferimento, D.M. 10 Marzo 1998.

Gli agenti estinguenti saranno compatibili con i materiali che compongono gli oggetti esposti; ad esempio nella centrale elettrica posta al piano interrato si installerà un estintore a CO₂.

L'ubicazione sarà segnalata con cartelli regolamentari conformi al D. Lgs. 81/2008.

Gli estintori saranno disposti uniformemente lungo tutto il percorso aperto al pubblico in posizione ben visibile, segnalata e di facile accesso.

Come risulta dal layout, gli estintori saranno così distribuiti:

- Piano interrato : n° 12 estintori del tipo 34A-114B.
- Piano terra: n° 9 estintori del tipo 34A-114B.
- Piano ammezzato: n° 5 estintori del tipo 34A-114B.
- Piano primo: n° 9 estintori del tipo 34A-114B.
- Piano sottotetto: n° 1 estintore del tipo 34A-114B, nel vano tecnico dell'ascensore e n° 1 estintore del tipo 34A-114B, nel vano tecnico della centrale termica e dell'unità di trattamento dell'aria.

Nei vari piani, è stato scelto di installare più estintori rispetto a quelli minimi previsti per legge, dotando così ogni stanza del proprio estintore, in modo da poter coprire al meglio l'intera superficie dell'edificio; in quanto, in alcuni piani come ad esempio il piano interrato, la dimensione e la disposizione delle varie stanze, rendeva complicata la scelta della posizione ottimale dove installare gli estintori.

Impianto idrico antincendio

A protezione del fabbricato, per poter effettuare un intervento manuale sull'incendio è installata una rete ad idranti, dotata di attacchi UNI 45, utilizzabili per il collegamento di manichette flessibili o da naspi.

La rete idrica è dimensionata per garantire una portata minima di 240 litri per minuto per ogni colonna montante con più di due idranti e, nel caso di più colonne, per il funzionamento

contemporaneo di due colonne. L'alimentazione idrica è in grado di assicurare l'erogazione ai due idranti idraulicamente più sfavoriti di 120 litri al minuto cadauno con una pressione residua al bocchello di 1,5 bar per un tempo di almeno 60 minuti. Gli idranti sono collocati ad ogni piano in prossimità delle scale, consentendo di poter intervenire in ogni ambiente dell'attività, eccetto in quei locali dove la presenza di acqua può danneggiare irreparabilmente il materiale esposto.

L'impianto è costituito da una rete interna in tubo di acciaio nero per gli attacchi degli idranti.

La rete idranti, in dettaglio, come risulta dalla planimetria allegata, è costituita come segue:

- Piano interrato: n°2 idranti con attacco UNI 45.
- Piano terra: n°2 idranti con attacco UNI 45.
- Piano ammezzato: n°2 idranti con attacco UNI 45.
- Piano primo: n°2 idranti con attacco UNI 45.

Collegamento mezzi vigili del fuoco

In prossimità sia dell'uscita principale, sul lato Nord, sia dell'uscita secondaria, sul lato Sud, in posizione segnalata e facilmente accessibile dai mezzi di soccorso dei vigili del fuoco, sarà installato un attacco di mandata per autopompe del tipo UNI 70, conforme con la Norma UNI 10779.

Impianto rivelazione automatica e allarme acustico

All'interno dell'edificio sarà installato un impianto fisso di rivelazione incendi, in parte a sensori ed in parte a barriera, collegati mediante apposita centrale a dispositivi di allarme ottici e/o acustici percepibili in locali presidiati. Saranno dislocati inoltre, in tutto l'edificio, dei pulsanti manuali, collegati a un sistema di allarme acustico e a un impianto di allarme vocale con messaggio preregistrato, in grado di avvertire i visitatori delle condizioni di pericolo, in caso d'incendio. Questo sistema di allarme acustico, verrà attivato indistintamente sia a seguito della rottura di un "vetrino" presente nel pulsante manuale, sia alla rilevazione dell'incendio da parte dei sensori.

Le modalità di funzionamento del sistema di allarme dovranno essere tali da consentire un ordinato deflusso delle persone dai locali.

8.7 Resistenza al fuoco delle strutture

L'edificio è realizzato con struttura portante in mattoni pieni, con pareti tramezze di spessore minimo pari a 17 cm, mentre con pareti portanti di spessore compreso tra 17 cm e 97 cm, con resistenza al fuoco pari ad almeno R 90, secondo quanto previsto dal D.M. 16/02/2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione", tabella D.4.1.

La classificazione adottata è di tipo tabellare ed è assolutamente conservativa, non potendo spingere la conoscenza delle strutture più a fondo di quanto si sia potuto con verifiche a vista, su pareti, peraltro, quasi tutte intonacate su ambo le facce.

I solai d'interpiano sono realizzati, per la maggior parte con struttura portante a doppia orditura lignea a vista, con soprastante tavolato immaschiato e soletta collaborante in C.C.A.

Adottando i metodi di calcolo di cui alla norma UNI 9504 per le strutture in legno, si ipotizza che le travature possano resistere alla combustione per un tempo di circa 90 minuti. Si ipotizza, quindi, che l'intero sistema controsoffitti/struttura in legno, una resistenza al fuoco pari ad almeno R 90.

La classificazione è di tipo tabellare ed è assolutamente conservativa, non potendo spingere la conoscenza delle strutture più a fondo di quanto si sia potuto con verifiche a vista e piccoli saggi su zone coperte dei solai. La copertura è realizzata con travature e capriate in legno.

Adottando i metodi di calcolo di cui alla norma UNI 9504 per le strutture in legno, si ipotizza che le sole travature possano resistere alla combustione per un tempo variabile tra i 45' ed i 60', essendo scarsamente sollecitate ed essendo, per le Nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008), la verifica al carico accidentale della neve e quella di resistenza al fuoco del tutto indipendenti l'una dall'altra, anche nell'applicazione dei carichi. Si ipotizza, quindi, che l'intero sistema di copertura con struttura in legno, offra una resistenza al fuoco pari ad almeno R 60.

La classificazione è di tipo tabellare ed è assolutamente conservativa, non potendo spingere la conoscenza delle strutture più a fondo di quanto si sia potuto con verifiche a vista.

Dunque, tutte le strutture portanti verticali ed orizzontali sono in grado di fornire una resistenza al fuoco pari almeno ad R 60, mentre le strutture di separazione che si vanno a realizzare avranno caratteristiche REI 120.

Per aumentare la resistenza al fuoco delle varie strutture portanti, è stato pensato l'uso di rivestimenti protettivi, che ne rallentino il degrado durante l'incendio. L'uso di tali prodotti è stato reso necessario dal fatto che, soprattutto per quanto riguarda le strutture portanti orizzontali in legno, si è deciso di mantenerle a vista, senza ricorrere a strutture di protezione, come ad esempio controsoffitti in gesso. Su tutte le strutture e i componenti lignei, si è deciso di applicare delle vernici igniritardanti, che rendono il legno meno facilmente infiammabile, abbassando la loro classe di reazione al fuoco, fino alla classe 1, e aumentando la resistenza al fuoco. Tali prodotti sono caratterizzati da un periodo di efficacia non superiore a cinque anni, quindi, dopo tale periodo, il prodotto deve essere rimosso e riapplicato.

8.8 Prescrizioni per la gestione

Gestione della sicurezza

Il soggetto che, a qualsiasi titolo, ha la disponibilità di un edificio disciplinato dal presente regolamento, deve nominare il responsabile delle attività svolte al suo interno, direttore della villa, e il responsabile tecnico addetto alla sicurezza.

Il responsabile dell'attività è, comunque, tenuto a verificare il rispetto della normativa sulla sicurezza dei locali. Egli, in particolare, dovrà verificare che:

- non siano superati i parametri per l'affollamento calcolati in precedenza;
- siano agibili e mantenuti sgombri da ostacoli i percorsi di deflusso delle persone;
- siano rispettate le condizioni di esercizio in occasione di manutenzione, risistemazione e il restauro dei locali e dei beni posti al loro interno.

Il responsabile tecnico addetto alla sicurezza dovrà intervenire affinché:

- siano mantenuti efficienti i mezzi antincendio e siano eseguite con tempestività le manutenzioni o sostituzioni necessarie. Siano, altresì, condotte periodicamente verifiche degli stessi mezzi con cadenza non superiore a sei mesi ed annotate nel registro dei controlli;
- siano mantenuti efficienti ed in buono stato gli impianti esistenti nell'edificio;
- per gli impianti elettrici, dovrà essere previsto che un addetto qualificato provveda, con la periodicità stabilita dalle specifiche normative CEI, al loro controllo e manutenzione. Ogni loro modifica o integrazione dovrà essere annotata nel registro dei controlli e inserita nei relativi schemi. In ogni caso i predetti impianti dovranno essere sottoposti a verifiche periodiche con cadenza non superiore a tre anni;
- siano tenuti in buono stato gli impianti di ventilazione, di condizionamento e di riscaldamento, prevedendo in particolare una verifica periodica degli stessi con cadenza non superiore ad un anno. Le centrali termiche dovranno essere condotte da personale qualificato in conformità con quanto previsto dalle vigenti normative;

- sia previsto un servizio organizzato, composto da un numero proporzionato di addetti qualificati, in base alle dimensioni e alle caratteristiche dell'attività, esperti nell'uso dei mezzi antincendio installati;
- siano eseguite, per il personale addetto all'attività, periodiche riunioni di addestramento e di istruzione sull'uso dei mezzi di soccorso e di allarme, nonché esercitazioni di sfollamento dei locali in cui si svolge l'attività.

Il responsabile tecnico addetto alla sicurezza dovrà conservare in un fascicolo gli schemi aggiornati di tutti gli impianti esistenti nell'edificio, nonché delle condotte, delle fogne e delle opere idrauliche collocate entro la distanza di venti metri dal perimetro esterno dell'edificio.

Piani di emergenza e istruzioni di sicurezza

Prima dell'inizio dello svolgimento delle attività all'interno degli edifici disciplinati dal presente regolamento, dovranno essere predisposti i piani d'intervento, da attuare, se si verificano situazioni di emergenza. Il personale addetto deve essere a conoscenza dei dettagli dei piani.

I piani d'intervento, definiti caso per caso in relazione alle caratteristiche dell'attività, saranno concepiti in modo che in tali situazioni:

- siano avvisati immediatamente i visitatori in pericolo, evitando, per quanto possibile, situazioni di panico;
- sia eseguito tempestivamente lo sfollamento dei locali secondo criteri semplici e prestabiliti e con l'ausilio del personale addetto;
- sia richiesto l'intervento dei soccorsi vigili del fuoco, forze dell'ordine, ecc.;
- sia previsto un incaricato che sia pronto ad accogliere i soccorritori con le informazioni del caso;
- sia attivato il personale addetto, secondo predeterminate sequenze, ai provvedimenti del caso, quali interruzione dell'energia elettrica e verifica dell'intervento degli impianti di emergenza, arresto delle eventuali installazioni di ventilazione e condizionamento, azionamento dei mezzi di spegnimento e quanto altro previsto nel piano di intervento.

Le istruzioni relative al comportamento del pubblico e del personale in caso di emergenza vanno esposte ben in vista in appositi cartelli, anche in conformità a quanto disposto nel decreto del Presidente della Repubblica 8 giugno 1982, n. 524 .

All'ingresso di ciascun piano sarà collocata una pianta d'orientamento semplificata, che indichi tutte le possibili vie di esodo.

All'ingresso dell'attività andrà esposta una pianta dell'edificio corredata delle seguenti indicazioni:

- scale e vie di esodo;
- mezzi di estinzione;
- dispositivi di arresto degli impianti di distribuzione del gas, dell'energia elettrica e dell'eventuale impianto di ventilazione e di condizionamento;
- eventuale quadro generale del sistema di rivelazione fumi e di allarme;
- impianti e locali a rischio specifico.

Il responsabile dell'attività, nominato ai sensi del precedente art. 10, comma 1, dovrà curare la tenuta di un registro, ove saranno annotati tutti gli interventi ed i controlli relativi all'efficienza degli impianti elettrici e dei presidi antincendi, nonché all'osservanza della normativa relativa ai carichi d'incendio nei vari ambienti dell'edificio e nelle aree a rischio specifico.

Disposizioni in materia di conservazione del materiale esposto

Nei locali ove si conservano stampe, dipinti, miniature, manoscritti e in genere materiali ed oggetti che possono subire alterazioni per le condizioni termoigrometriche ambientali, debbono essere installati strumenti di misura e di regolazione atti a garantire il rispetto di tali condizioni.









Le tubazioni di alimentazione e di scarico dell'acqua e quelle di scarico dei liquami devono essere realizzate con modalità idonee ad evitare qualsiasi deterioramento delle porzioni di muri o di solai che portano affreschi, mosaici o altre decorazioni murali, o sui quali siano collocati quadri, arazzi o altro materiale espositivo.

8.9 Progetto

Con riferimento a quanto si è detto nei precedenti paragrafi, di seguito si riportano le planimetrie dell'edificio, in cui sono stati evidenziati i percorsi, le uscite di emergenza e le varie dotazioni antincendio previste nel progetto di prevenzione incendi.

Prevenzione incendi Pianta Piano Interrato Scala 1:100

Legenda:

-  Percorso di uscita verso l'alto
-  Percorso di uscita orizzontale
-  Porta resistente al fuoco per 120 minuti
-  Uscita di emergenza
-  Estintore portatile
-  Idrante a riaspo UNI 25 a parete
-  Pulsante manuale rivelazione incendio
-  Pulsante sgancio corrente elettrica
-  Rivelatore di fumo

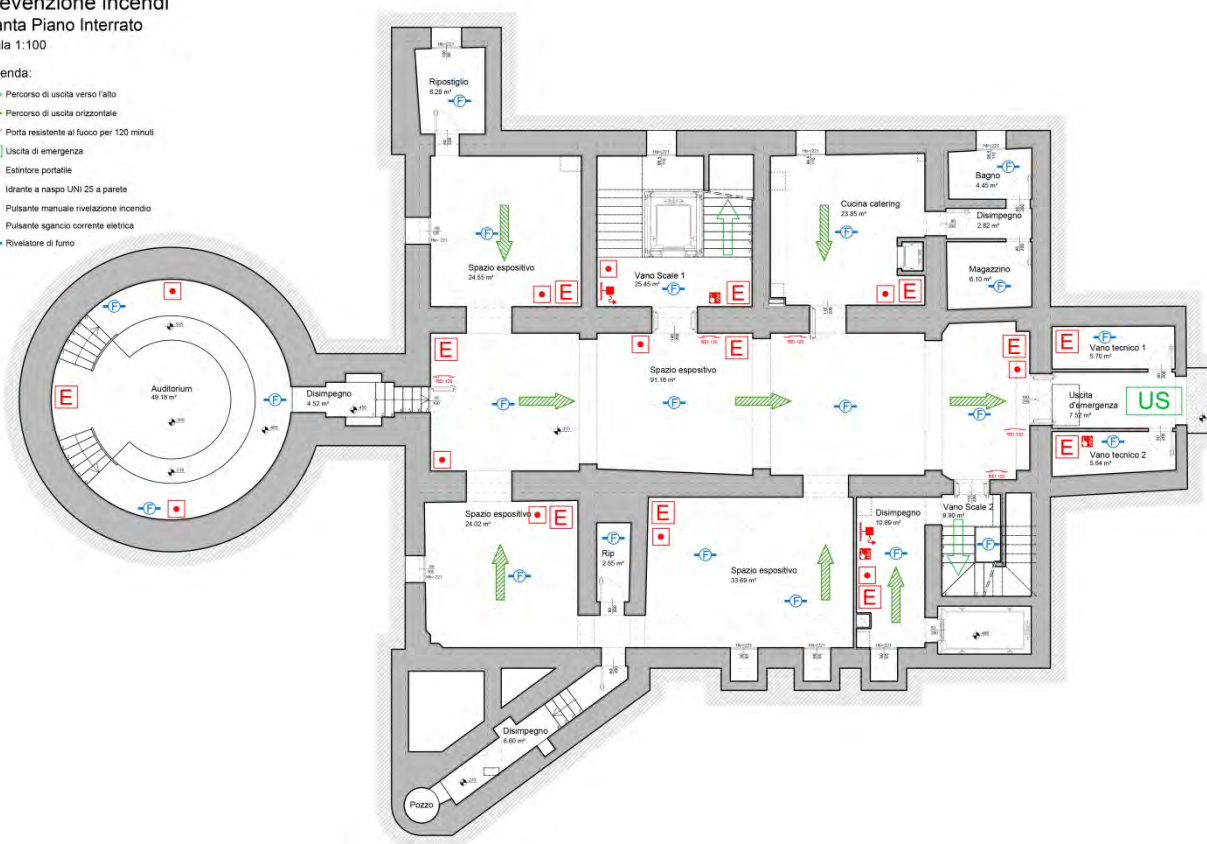


Figura 242: Pianta piano interrato (TAVOLA 34)

Prevenzione incendi
Pianta Piano Terra
 Scala 1:100

Legenda:

- Percorso di uscita verso l'alto
- Percorso di uscita verso il basso
- Percorso di uscita orizzontale
- Porta resistente al fuoco per 120 minuti
- Uscita di emergenza
- Estintore portatile
- Idrante a nastro UNI 25 a parete
- Pulsante manuale rivelazione incendio
- Pulsante manuale rivelazione incendio
- Pulsante sgancio corrente elettrica
- Rivelatore di fumo

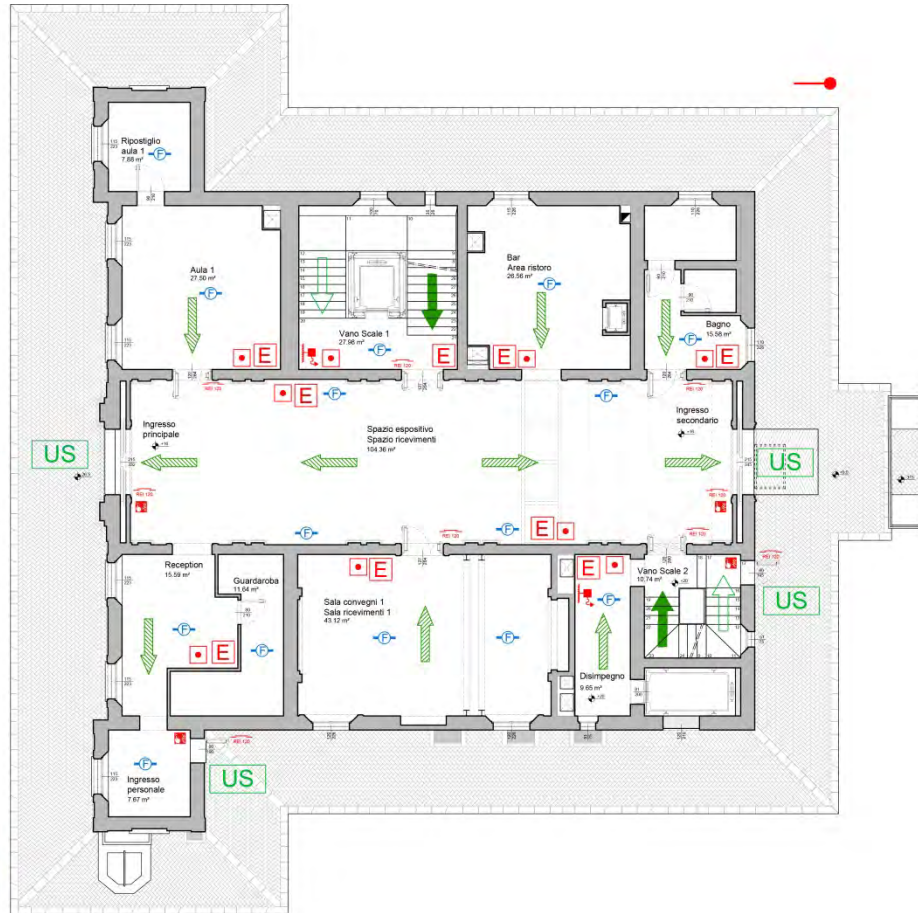


Figura 243: Pianta piano terra (TAVOLA 34)

Legenda:

- Percorso di uscita verso il basso
- Percorso di uscita orizzontale
- Porta resistente al fuoco per 120 minuti
- Estintore portatile
- Idrante a nastro UNI 25 a parete
- Pulsante manuale rivelazione incendio
- Pulsante sgancio corrente elettrica
- Rivelatore di fumo

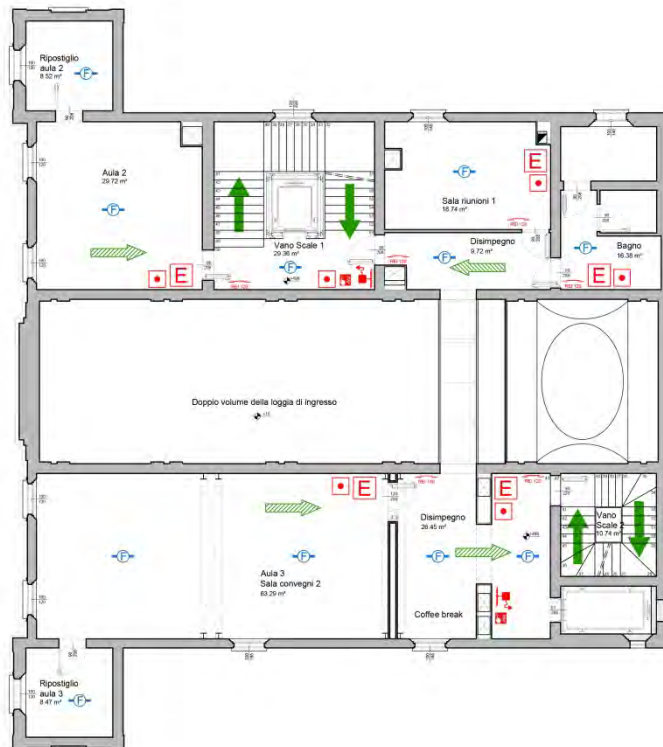


Figura 244: Pianta piano ammezzato (TAVOLA 35)

Prevenzione incendi
Pianta Piano Primo
 Scala 1:100

- Legenda:**
-  Percorso di uscita verso il basso
 -  Percorso di uscita orizzontale
 -  Porta resistente al fuoco per 120 minuti
 -  Estintore portatile
 -  Idrante a nastro UNI 25 a parete
 -  Pulsante manuale rivelazione incendio
 -  Pulsante sgancio corrente elettrica
 -  Rivelatore di fumo



Figura 245: Pianta piano primo (TAVOLA 35)

9. Conclusioni

L'obiettivo principale della presente tesi era quello di realizzare un progetto di recupero di una villa storica, Villa Negri-Bianchetti, risalente alla metà del XVI secolo, che si presenta in un notevole stato di abbandono, ma in buone condizioni strutturali.

Visto la sua posizione strategica all'interno del territorio bolognese, il Reale Collegio di Spagna, attuale proprietario della villa, desiderava recuperarla completamente per poterla trasformare, come succede spesso per altri edifici similari, in un centro polifunzionale, con spazi per mostre, meeting, convegni, ricevimenti e lezioni. Quindi, in accordo con la Committenza, dopo l'analisi storica, fondamentale per analizzare l'evoluzione che la villa ha avuto nel corso degli anni, l'analisi materico-costruttiva, importante per determinare i materiali che costituiscono la struttura portante della villa, e il rilievo geometrico, è stato prodotto il progetto architettonico, cercando, con meno interventi strutturali possibili, di migliorare la distribuzione degli spazi interni e i vari collegamenti tra essi.

Il progetto architettonico è poi stato affiancato da altri progetti, il progetto strutturale, il progetto impiantistico e il progetto di prevenzione incendi, fondamentali al fine di rendere la villa agibile e utilizzabile per lo scopo preposto.

Tra tutti i progetti svolti, il progetto strutturale, ha occupato la parte principale della tesi.

Oltre agli interventi strutturali resi necessari dal progetto architettonico, per scegliere quali interventi di miglioramento sismico effettuare, sono state fondamentali le fasi di analisi, sia quella evolutiva che quella materico-costruttiva, che, assieme al rilievo geometrico, hanno reso possibile l'individuazione delle possibili vulnerabilità, che in caso di sisma, si potrebbero riscontrare.

In seguito è stata svolta un'analisi del livello di sicurezza sismica dell'intera villa, secondo il livello di valutazione LV1, cioè un'analisi qualitativa secondo modelli semplificati. Nel caso in esame è stato applicato il modello semplificato proposto dalle Linee Guida per la tipologia *"Palazzi, ville e altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi"*, che ha lo scopo di fornire come risultato un indice della sicurezza sismica dell'intero edificio, confrontando il valore ottenuto che rappresenta l'accelerazione che porterebbe il manufatto al collasso e quella caratteristica del sito. Questo metodo, ha evidenziato una bassa vulnerabilità sismica, fornendo un indice di sicurezza $I_s = 0.759$, indice molto maggiore di quello richiesto dalle normative in caso di interventi di miglioramento sismico su edifici tutelati e di valore storico, in linea con le aspettative date dalla forte compattezza dell'edificio e data la sua grande regolarità in pianta e nelle altezze.

Lo studio della vulnerabilità sismica è stato poi affrontato con un approccio diverso, dal carattere più locale, basato sullo studio dei singoli cinematismi di danno attesi. Tutti i cinematismi che erano stati in precedenza ipotizzati, sono stati studiati analiticamente, utilizzando le tabelle CINE, Condizioni di Instabilità Negli Edifici, proposte da ReLUIS, che esemplificano e sintetizzano gli aspetti significanti dei cinematismi di collasso e permettono di effettuare delle verifiche locali. Anche in questo caso il risultato finale è fornito sotto forma di accelerazione, da confrontare con quella caratteristica del sito, e, tra tutte le possibili vulnerabilità rilevate, è stato riscontrato un unico cinematismo di danno locale, relativo al ribaltamento semplice di parete monolitica.

Dalle analisi della vulnerabilità sismica è emerso che la vulnerabilità dell'organismo edilizio è quindi strettamente collegato all'attivazione dei meccanismi di danno di I modo, quindi il primo scopo del progetto di miglioramento sarà quello di progettare interventi specifici, per evitare o rendere molto più difficile l'attivazione di questi meccanismi, che sono al momento favoriti dalla mancanza di scatolarità delle celle murarie e dalla carenza di collegamenti tra strutture verticali (murature) e orizzontali (coperture).

Gli interventi sono stati progettati nel rispetto delle caratteristiche costruttive dell'edificio, privilegiando interventi reversibili, e si sono quindi concentrati su un obiettivo principale: il miglioramento della scatolarità della villa, prevedendo la realizzazione di portali di controvento in acciaio, nel caso in cui l'interasse tra murature successive fosse maggiore di 7 metri, e prevedendo l'inserimento, di cordoli in acciaio, che cerchiando le varie stanze al livello dei solai, svolgono la stessa funzione dei tiranti metallici, irrobustendo la struttura ed evitando il problema del ribaltamento semplice.

Per verificare l'efficacia di questi interventi previsti, sono state ripetute sia l'analisi del livello di sicurezza sismica dell'intera villa, secondo il livello di valutazione LV1, sia le verifiche del

cinematismi locali, tramite le tabelle CINE, e i risultati sono stati positivi, in quanto l'accelerazione finale risulta essere uguale o superiore a quella caratteristica del sito.

Gli obiettivi iniziali si considerano quindi raggiunti in quanto il livello di sicurezza dell'edificio è stato incrementato.

Assieme a queste valutazioni, nel progetto strutturale sono stati studiati e verificati, nello specifico, anche gli altri interventi strutturali, evidenziati nel progetto architettonico e resi necessari a rendere la villa usufruibile per le funzioni richieste dalla committenza.

Sempre a tal proposito, il progetto architettonico e il progetto strutturale, sono stati affiancati da altri due progetti fondamentali: il progetto impiantistico, che ha studiato nello specifico il sistema di riscaldamento, raffrescamento e ventilazione forzata degli ambienti interni; il progetto di prevenzione incendi, realizzato tenendo conto delle funzioni a cui l'edificio oggetto di studio è destinato, studiando in vari presidi antincendio necessari per legge.

Bibliografia essenziale

Archivio di Stato di Bologna, Archivio Bianchetti Monti, *Piante e mappe*.

ASBo, Periti Agrimensori, Alfonso Nelli, t. 1, 1.2, c. 140.

E. Danti, *“Disegni di alcune prospettive di Palazzi Ville e chiese del Bolognese fatti nel tempo del Sig. Cardinale Paleotti Arcivescovo di Bologna, 1578”*, Biblioteca dell'Archiginnasio, c. Gozzadini 117, n. 222.

Archivio storico del Reale Collegio di Spagna.

M. Fanti, *“Ville, castelli e chiese bolognesi da un libro di disegni del Cinquecento”*, Sala Bolognese, 1996, p. 79.

“Ozzano dell'Emilia. Territorio e beni culturali”, Ozzano dell'Emilia, Cassa Rurale ed Artigiana 1985, p. 144-147.

G. Roversi, *“Un monumento da salvare. Storia della villa del Collegio di Spagna”*, Provincia. Mensile dell'Amministrazione Provinciale di Bologna, a. VI, vol. 1-2, 1986, p. 49-51.

G. Serra, A. Vason, *“Borghi e parrocchie ozzanesi. Fra memorie storiche, tradizioni e costumanze. Cronache e documenti su uomini e fatti fino al XIX secolo”*, Ozzano dell'Emilia, Tipoarte 1991, p. 119-120.

U. Beseghi, *“Castelli e ville bolognesi”*, Bologna, Tamari Editori 1957, p. 180-181.

Ringraziamenti

Siamo quindi arrivati alla parte dolente del tutto...i ringraziamenti.

Chiunque mi conosce sa come sono e quindi spero che non se la prenda se sarò molto sintetico e riassuntivo.

Innanzitutto ringrazio il mio relatore e la mia correlatrice, Prof. Riccardo Gulli e Prof.ssa Giorgia Predari, per il magnifico tema che mi hanno proposto di affrontare e per la disponibilità che mi hanno sempre dimostrato lungo il mio percorso di tesi.

Ringrazio il Reale Collegio di Spagna, il Rettore Juan José Gutiérrez Alonso e la Dott.ssa Enrica Coser, per tutto il materiale che mi hanno messo a disposizione, facendomi risparmiare una notevole quantità di tempo di ricerche archivistiche.

Ringrazio immensamente i miei genitori, M&M, per tutta la pazienza che mi hanno dimostrato negli anni, per avermi supportato, economicamente e moralmente, in tutto questo lungo (e sottolineo luuuuuuuuuungo) periodo, incazzandosi e cercando di mettermi fretta quando serviva, ma allo stesso tempo, cercando di capirmi e venirmi incontro sulle mie "discutibili" scelte...e per questo gliene sarò sempre grato, scusandomi ancora infinitamente per la mia "lentezza".

Ringrazio mia sorella Elisa, per aver sempre pensato che questo giorno forse non sarebbe mai arrivato o comunque, se fosse arrivato, sarebbe arrivato molto lontano nel tempo (e mi anche se mi scoccia dirlo, mi sa che ci aveva in parte preso). La ringrazio anche per avermi fatto da correttore automatico (tranne per la parte dei ringraziamenti...che se risulteranno pieni di errori grammaticali, saprete il perché).

Ringrazio enormemente i miei compagni di progetti e studi, che mi hanno sempre aiutato (soprattutto per la parte studi, e più precisamente per la parte "APPUNTI") durante questi tanti anni di università. È impossibile e impensabile riuscire a fare questa facoltà senza l'aiuto di persone, che condividano con te le loro "sapienze" (APPUNTI) e per questo vorrei ringraziare in particolare le mie compagne di progetti Nalda, Lola e Ele. All'interno dei vari gruppi di progetto, oltre alla costante fissa della Nalda (con cui penso di aver fatto tutti o quasi i progetti nella mia carriera universitaria), sono passate diverse persone, ma devo ammettere che con voi mi sono sempre trovato benissimo e ho fatto i miei progetti più belli, più stimolanti e che alla fine penso che siano anche quelli risultati migliori.

Ringrazio ulteriormente la Nalda per avermi sempre spronato, incitato, aiutato, consigliato e chi più ne ha ne metta, durante questi anni...e anche se sto ancora aspettando un suo resoconto definitivo sulla correttezza della mia tesi (doveva essere il mio correttore automatico, ma chissà se prima del 20 troverà il tempo per leggerla) la ringrazierò sempre per la sua disponibilità.

Ringrazio i miei amici, conoscenti da una vita ormai, che nonostante anche loro pensassero, come mia sorella, che questo giorno non sarebbe mai arrivato, sono qui a festeggiare (in modo sobrio, mi raccomando) con me questo importante step (ho sempre pensato che la laurea non fosse un traguardo, ma un punto di partenza, obbligato, per fare quello per cui sono portato) della mia vita. Ringrazio anche tutti gli amici che mi sono stati vicini, nei momenti belli e brutti, ma, che per un motivo o un altro, oggi non sono potuti essere presenti.

Ringrazio i miei nonni, che nonostante tutti i loro problemi (visto la mia lentezza iniziano ad aver già una certa età), sono potuti venire alla mia laurea; ma anche se non ho la certezza di chi riuscirà a venire, so che col pensiero saranno presenti.

Infine, chiudo (perché non pensavo, ma mi sto dilungando anche troppo) scusandomi ancora immensamente con tutte le persone, che a causa della mia lentezza, della poca voglia di studiare e delle varie scelte sbagliate, ora non sono più presenti nella mia vita, ma che certamente sarebbero venute e avrebbero festeggiato con me questo importante giorno.

PS: Visto che siamo in periodo di compleanno e feste varie...TANTI AUGURI A ME !!! (non me ne vogliate male, ma quest'anno nessun regalo potrà mai battere quello che mi sono autofatto)

Jack out.