

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI GENOVA

Facoltà di Ingegneria
Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Edile-Architettura



Tesi di Laurea Specialistica

**Consolidamento e adeguamento sismico del
Teatro Politeama “Giuseppe Verdi” di
Carrara**

Relatore: Prof. Ing. Sergio Lagomarsino

Correlatori: Ing. Serena Cattari

Ing. Stefania Degli Abbati

Candidato: Chiara Ferrero

Anno accademico 2011-2012

INDICE

1	OBIETTIVI.....	3
2	CONOSCENZA DEL MANUFATTO	5
2.1	ANALISI STORICO-CRITICA	5
2.2	DESCRIZIONE DEL MANUFATTO	12
2.2.1	<i>Concezione strutturale della fabbrica.....</i>	<i>14</i>
2.2.2	<i>Analisi delle strutture originarie</i>	<i>17</i>
2.2.3	<i>Interventi successivi.....</i>	<i>29</i>
2.2.4	<i>Indagini sui materiali</i>	<i>35</i>
3	PATOLOGIE E DISSESTI STATICI.....	51
3.1	STORIA DEI DISSESTI.....	51
3.2	ANALISI DELLE POSSIBILI CAUSE DI DISSESTO.....	60
3.3	VALUTAZIONE DELLO STATO TENSIONALE NELLA MURATURA	68
4	CONSOLIDAMENTO STATICO.....	72
5	MODELLAZIONE E ANALISI SISMICA DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA	91
5.1	CONSIDERAZIONI SULLA RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA	91
5.2	METODOLOGIE DI ANALISI SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA	94
5.3	IL MODELLO SPAZIALE A TELAIO EQUIVALENTE.....	99
5.3.1	<i>L'elemento trave non lineare</i>	<i>102</i>
5.3.2	<i>Idealizzazione della parete tramite il telaio equivalente.....</i>	<i>104</i>
5.3.3	<i>Modellazione di altri elementi strutturali.....</i>	<i>110</i>
5.3.4	<i>Modellazione tridimensionale</i>	<i>113</i>
5.4	MODELLAZIONE DEGLI ARCHI	119
5.4.1	<i>Analisi in Ansys</i>	<i>119</i>
5.4.2	<i>Analisi in Tremuri.....</i>	<i>127</i>
5.4.3	<i>Risultati e proposte di modellazione</i>	<i>131</i>

6	VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA ALLO STATO ATTUALE ..	135
6.1	LIVELLI DI CONOSCENZA: GEOMETRIA, DETTAGLI COSTRUTTIVI, PROPRIETÀ DEI MATERIALI.....	135
6.2	ANALISI DEI CARICHI AGENTI	141
6.3	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	146
6.4	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	151
6.5	ILLUSTRAZIONE DEI RISULTATI.....	158
6.6	VERIFICA SISMICA GLOBALE DELL'EDIFICIO	174
7	PROPOSTE DI CONSOLIDAMENTO E ADEGUAMENTO SISMICO	182
8	CONCLUSIONI	191
9	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	194

1 Obiettivi

Il patrimonio storico–architettonico italiano è in gran parte costituito da costruzioni in muratura che necessitano di interventi di consolidamento finalizzati a recuperarne una completa funzionalità.

In questo panorama si inserisce l’edificio del Teatro Politeama “Giuseppe Verdi” di Carrara. Progettato dall’ingegner Leandro Caselli, allievo di Alessandro Antonelli, architetto della celebre Mole di Torino, il Politeama Verdi rappresenta il culmine dello sviluppo architettonico ottocentesco della città di Carrara.

L’edificio è stato scelto come caso di studio in quanto, negli ultimi anni, ha manifestato seri problemi statici che ne hanno determinato la parziale chiusura e inagibilità. In particolare, nel 2008, alcuni pilastri del foyer hanno manifestato importanti lesioni da schiacciamento a cui si è cercato di porre rimedio con un intervento di rinforzo realizzato in condizioni di strettissima urgenza e precarietà. Tali opere provvisorie non sono state sufficienti a mettere in sicurezza l’edificio tanto che nel Marzo 2011 si è verificato un crollo che ha interessato l’ala adiacente al foyer.

L’amministrazione locale ha quindi avanzato ipotesi di consolidamento volte al recupero dell’edificio, che, tuttavia, prevedono una radicale trasformazione della struttura; è stata inoltre considerata la possibilità di una demolizione/ricostruzione del fabbricato.

L’obiettivo della presente tesi è quello di proporre un intervento di consolidamento volto alla conservazione dell’edificio, senza alterarne l’organismo funzionale originario. Quest’ultimo rappresenta una peculiarità dell’edificio che lo rende particolarmente interessante nel panorama delle costruzioni in muratura.

Il Politeama Verdi è infatti costituito da una maglia regolare di pilastri su cui poggiano gli archi a sorreggere gli orizzontamenti in volte. Interamente costruito in mattoni pieni, esso rappresenta un punto di collegamento fra le costruzioni in muratura e le moderne strutture a telaio in acciaio e cemento armato.

Data la grande vulnerabilità delle costruzioni in muratura nei confronti dell’azione sismica, nell’ambito delle tesi saranno sviluppate ipotesi di miglioramento o adeguamento sismico, in accordo con quanto prescritto dalle vigenti normative: in

proposito si citano il DM del 14 Gennaio 2008 e la relativa Circolare Applicativa n.617 del 2 Febbraio 2009, e le *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, pubblicate nel 2007.

I danni subiti dal Politeama Verdi hanno reso l'edificio oggetto di indagini giudiziarie; la presenti tesi non entra nel merito per valutare le eventuali responsabilità.

Tuttavia, è necessario precisare come il materiale raccolto dalle due commissioni d'inchiesta chiamate a valutare la sicurezza dell'edificio sia stato prezioso al fine di approfondire la conoscenza del manufatto in tutti i suoi aspetti. In particolare si ha a disposizione il rilievo geometrico realizzato dall'Ing. Raffaello Bartelletti, riveduto nel 2009 dall'Ing. Morello Morelli e dal Prof. Ing. Daniele Ferretti, consulenti tecnici dalla Procura della Repubblica di Massa. La relazione elaborata da questa seconda commissione d'inchiesta ha fornito informazioni dettagliate sul manufatto, in particolare sulle strutture originarie, gli interventi successivi, la storia dei dissesti e le proprietà dei materiali. Queste rappresentano il punto di partenza per uno studio approfondito del reale comportamento della struttura che ha permesso di elaborare un progetto di consolidamento atto alla conservazione della stessa.

2 Conoscenza del manufatto

2.1 Analisi storico-critica

Il Teatro Politeama "Giuseppe Verdi" è situato a Carrara, città della Toscana a sei chilometri dal Mar Tirreno attraversata dal torrente Carrione. Costruita su un poggio all'estremità occidentale di una conca circondata dalle Alpi Apuane, la città è divisa in due parti: la più antica si sviluppa sulla sommità del poggio, mentre quella più moderna si estende verso il mare fino ad unirsi con Avenza e Marina di Carrara.



Figura 2.1 Vista aerea della città di Carrara

Con la vicina città di Massa dà nome alla Provincia di Massa - Carrara, che si estende dal mare alle Alpi Apuane, confinando a sud con la Versilia, a est con la Garfagnana, a nord con Reggio Emilia e Parma, a nord-ovest con La Spezia, al centro di una fitta rete di collegamenti stradali, ferroviari, marittimi e aeroportuali che la rendono facilmente accessibile. Carrara è il centro dell'industria marmifera apuana, i cui prodotti vengono oggi esportati in tutto il mondo.

Le prime notizie storiche sulla città di Carrara risalgono al 963, quando l'imperatore Ottone I donò al vescovo di Luni, Adalberto, la "Curtem de Cararia". La città rimase sotto il governo dei vescovi di Luni fino all'inizio del XIII secolo, quando riuscì a sottrarsi alla giurisdizione vescovile. Successivamente Carrara passò sotto la signoria di

Pisa, di Castruccio Castracani, degli Spinola, dei Visconti e, dal 1473, dei Cybo-Malaspina, sotto i quali formò un ducato autonomo fino al 1829. La città fu allora aggregata al ducato di Modena e nel 1859 si unì al Regno d'Italia.

Le origini della città di Carrara sono legate al marmo bianco, già diffusamente conosciuto a partire dall'epoca romana. Fin d'allora, infatti, le montagne delle Alpi Apuane erano sistematicamente scavate per estrarre il prezioso materiale. Allo stesso periodo si ipotizza risalga la formazione del primo nucleo edilizio della città. Sebbene questo non sia certo, si può tuttavia ritenere che l'ipotesi della preesistenza di un centro di origine romana sia quella più adatta a spiegare l'ortogonalità e la continuità di divisioni particellari che caratterizzano la parte più antica della città.

Sulla base di una planimetria catastale del 1822 è stata individuata un'ipotesi del perimetro del nucleo romano, che dovrebbe occupare l'isolato oggi compreso fra Via Santa Maria, Via Loris Giorgi, Piazza Alberica e Piazza Duomo.

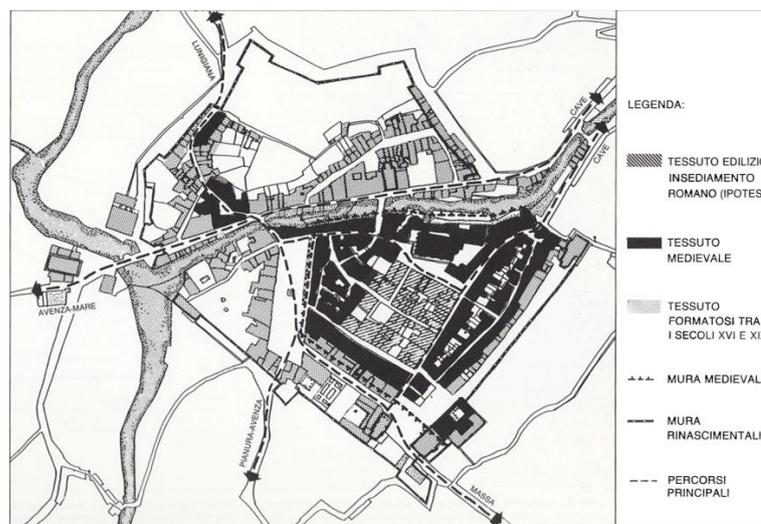


Figura 2.2 Evoluzione storica del tessuto edilizio della città di Carrara

Nel Medioevo lo sviluppo di Carrara è avvenuto all'interno della prima cinta muraria, costruita intorno al borgo probabilmente negli anni immediatamente successivi al 1212. Le mura abbracciavano l'area racchiusa fra Porta del Bozzo, l'argine sinistro del Carrione fino all'inizio dell'attuale via Ghibellina, il lato est dell'attuale piazza Alberica, il lato sud dell'attuale via Alberica e Via dell'Arancio.

L'espansione edilizia risalente al periodo medioevale è avvenuta inizialmente come trasformazione del nucleo romano e ha visto come fase fondamentale la costruzione, fra il X e il XI secolo, della Pieve di Sant'Andrea, oggi Duomo delle città, e della Rocca, intorno a cui si è concentrata l'attività religiosa, politica ed economica del borgo.

In seguito, a partire dalla fine del XII secolo, la città si è espansa lungo le attuali via Santa Maria e via dell'Arancio, fino ad arrivare, a metà del XIII secolo, ad una struttura urbana essenzialmente definita che non cambierà fino alla metà del XVI secolo.

La costruzione della seconda cinta muraria, iniziata nel maggio 1557, su iniziativa della famiglia Malaspina, e ultimata nel 1637, dà avvio ad un profondo processo di modificazione della città. Una volta ultimato, il nuovo perimetro murario racchiude un'area tre volte superiore a quella primitiva, abbracciando anche i sobborghi di Cafaggio e Grazzano, posti al di là del Carrione e inizialmente esterni alle mura medioevali. Piazza Alberica diventa il simbolo e il centro della nuova struttura urbanistica.

Nel periodo che va dal XVI secolo alla prima metà del XIX secolo, all'interno della nuova cinta muraria sorgono nuove chiese, palazzi e strade che rappresentano l'eredità della Carrara postmedioevale.

Nell'Ottocento la crescita economica e demografica determinata dallo sviluppo dell'industria lapidea conduce ad una nuova espansione territoriale. Nel 1869 è adottato un primo piano di ampliamento della città, poi rivisto nel 1874. Alla fine del secolo viene portata avanti una vasta campagna di costruzione di opere pubbliche che dota Carrara di nuovi importanti strutture quali scuole, caserme, asili e il nuovo cimitero monumentale a Marcognano. Questi edifici sono stati progettati dall'allora ingegnere comunale Leandro Caselli (Fubine 1854 – Messina 1906). A quest'ultimo si deve anche l'ultimo importante intervento ottocentesco nella città di Carrara: la costruzione del Teatro Politeama "Giuseppe Verdi" e della relativa Piazza Farini.

La realizzazione del grande volume del Politeama, edificato su un'area in gran parte adibita a cimitero cittadino, può essere considerata non solo come l'inizio della formazione di un nuovo centro sociale e commerciale, ma anche come il segno della progressiva estraneità e indipendenza delle Carrara moderna dal vecchio centro storico. Il fabbricato, infatti, occupa il lato nord di Piazza Farini (oggi Matteotti) ed è rivolto a sud, in direzione opposta al nucleo originale della città.

Il Teatro Verdi è inserito in un blocco quadrangolare che si sviluppa sull'intero isolato compreso tra via Roma, via Mazzini, via Cavour e Piazza Matteotti.



Figura 2.3 Vista aerea dell'edificio

Il complesso edilizio presenta una pianta a forma di E, con il fronte principale su Piazza Matteotti e le due ali laterali su via Roma (ala sinistra) e via Mazzini (ala destra). Il Politeama propriamente detto, ovvero la sala destinata alle rappresentazioni teatrali e cinematografiche, occupa la parte centrale fra le ali. Queste, destinate ad appartamenti, piegano ad angolo retto all'indietro per dare continuità architettonica anche ai prospetti dei fianchi. Sono collegate tra loro grazie al vestibolo e ai locali accessori del teatro, in modo da formare un insieme armonico e un grandioso prospetto lungo più di settanta metri.

L'ingresso al teatro avviene attraverso un corpo di fabbrica che emerge nella facciata a nove luci, sormontato da un'ampia zona comprendente due piani di finestre scandite verticalmente da paraste giganti che incorniciano tre archi nelle tre luci centrali. La facciata si conclude con un attico finestrato sormontato da due timpani circolari nelle due zone laterali.



Figura 2.4 a) Vista del porticato di ingresso b) Vista della facciata principale

Due gradinate permettono l'accesso al portico a doppia altezza che conduce al vasto atrio con annesso un vano destinato a biglietteria. Un altro locale destinato a caffetteria un tempo serviva il teatro, mentre ora è separato da questa struttura, pur mantenendo la sua funzione attraverso l'ingresso nella facciata dell'edificio.

Il teatro ospita 1500 posti a sedere, suddivisi in platea, due ordini di palchi e un loggione, e ha una capienza media di 2400 spettatori, in massima di oltre i 3000. Ogni ordine di palchi è diviso in dodici palchi separati da colonnine metalliche di ordine corinzio. Al loggione sovrastante che si sviluppa continuo a ferro di cavallo fa da sfondo un apparato decorativo impostato su un doppio ordine di paraste binate con capitelli. Su queste è appoggiato un cornicione che sostiene il soffitto in cui si apre un grande occhio di sei metri di diametro per la ventilazione ed una migliore illuminazione della sala.

Il Teatro Verdi è uno dei pochi esempi di teatro con le caratteristiche di Politeama, anche se ormai da molto tempo non è più usato come tale: il pavimento ligneo potrebbe, infatti, essere rimosso per usare la sottostante arena per spettacoli da circo.

I lavori per la costruzione del Politeama iniziarono ufficialmente il 14 luglio 1888 e terminarono alla fine del 1892. Fu il primo teatro italiano a ricevere il nome di Verdi, dopo una richiesta formale al celebre compositore.

L'edificio è inserito nell'ambito della politica di arricchimento urbanistico e culturale che caratterizzò la città di Carrara alla fine dell'Ottocento. L'interesse per gli spettacoli da sempre vivo nella città spinse, nel 1888, l'allora sindaco di Carrara Agostino

Marchetti a farsi promotore della realizzazione di questo nuovo grande teatro, appena cinquant'anni dopo la costruzione del Teatro degli Animosi. A causa delle ingenti spese che avrebbe dovuto sostenere l'amministrazione pubblica, nello stesso anno si costituì una società composta dall'ingegner Alberto Scarsella e dall'impresario Pietro Ferrero per la costruzione del teatro. Il terreno su cui doveva sorgere la fabbrica fu dato in concessione gratuita all'impresa di costruzioni e la proprietà dell'edificio venne suddivisa fra i due soci (7/12 a Scarsella e 5/12 a Ferrero), su cui gravò il costo globale dell'opera, di oltre centomila lire. Con un rogito notarile si stabilì però che l'edificio rimanesse in perpetuo destinato a spettacoli pubblici e che il Comune di Carrara avesse diritto all'uso continuo di un palco e a occupare le sale del Politeama nelle occasioni delle solennità scolastiche o accademiche.

Il progetto originale del Teatro Politeama Verdi, conservato presso l'Archivio Storico di Massa (Comune di Carrara, settore Lavori Pubblici, busta n° 310, comprensivo di 6 tavole 60 x 80 cm) non è stato ritrovato. Tuttavia, una breve descrizione del progetto, che è stato presentato alla Prima Mostra Italiana d'Architettura tenutasi a Torino nel 1890, è fornita da Daniele Donghi (1892) [1], insieme alla planimetria originale del piano primo (Figura 2.5).

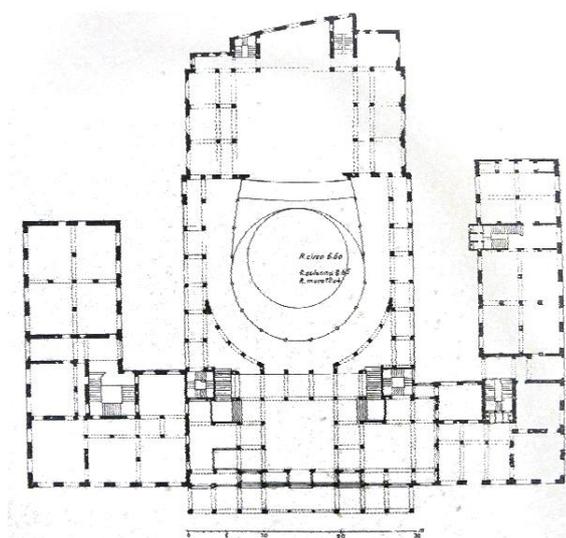


Figura 2.5 Planimetria originale del piano primo [1]

Donghi descrive la struttura della fabbrica del Politeama, in parte destinata a teatro, in parte a case civili da pigione, evidenziando il sistema costruttivo di chiara ispirazione

antonelliana. Leandro Caselli e il fratello Crescentino furono, infatti, allievi di Alessandro Antonelli (1798-1888), il progettista della Mole Antonelliana di Torino.

In un'epoca in cui la muratura stava lasciando spazio alle strutture metalliche e ai primi brevetti per il cemento armato, Antonelli si propone di replicare con il materiale laterizio le costruzioni in metallo, sempre più diffuse. Attraverso la ricerca sperimentale mette a punto un procedimento costruttivo, definito “metodo antonelliano”, che consente la realizzazione di costruzioni convenienti ed economiche. Per verificare il proprio metodo, egli spinge con arditezza alcune costruzioni verso il loro stesso limite, confidando nel potere della tecnica per risolvere qualsiasi difficoltà imprevista.

Antonelli replica la struttura a telaio, tipica dell'architettura metallica, con costruzioni formate da pilastri in muratura isolati, chiamati “fulcri”, collegati da arcate sovrapposte e solidali e da sottili volte nervate. Persegue la leggerezza delle strutture metalliche eliminando dalla costruzione muraria ogni parte strutturalmente non attiva e rinunciando alle grandi masse che l'avevano sempre contraddistinta. I suoi muri sono fortemente assottigliati e ridotti per far varco alla luce, occupare meno spazio e rendere più flessibile l'uso degli ambienti.

Antonelli è molto scrupoloso nella scelta dei materiali e nella loro posa in opera. I suoi edifici sono costruiti con mattoni e malte realizzati secondo le sue esigenze e perfezionati attraverso la sperimentazione continua con l'obiettivo di formare un materiale costruttivo continuo, che possa, al limite, considerarsi isotropo rispetto alle sollecitazioni esterne di compressione e anche, in qualche modo, di trazione. Ancora oggi le sue murature all'urto dello scalpello si rompono con fratture concoidi, senza che il mattone si stacchi dalle malte; questo non deve essere attribuito solamente all'alta qualità dei materiali, ma anche alla predisposizione e alla messa in opera nella tessitura delle murature che esalta la durata, la congruenza e la resistenza ai carichi.

Antonelli si impegna a garantire, con la massima diligenza esecutiva, l'affidabilità dei suoi elementi portanti per poi impegnarli con sforzi il più possibile centrati. La muratura è quindi utilizzata come un materiale moderno di cui è possibile certificare qualità e caratterizzazione; da qui la possibilità di realizzare strutture calcolabili e verificabili.

Ad Antonelli si riconosce il merito di aver prodotto una metodologia costruttiva e un approccio alla struttura muraria che sono perfettamente ripetibili e sono state, infatti, immediatamente replicate dai suoi allievi, Costanzo Antonelli e i fratelli Leandro e

Crescentino Caselli, in edifici economici per quel tempo, anch'essi arditi e saldi visto che, ancora oggi, rimangono in perfetta funzione.

In questo panorama il Teatro Politeama Verdi rappresenta un'eccezione. L'edificio venne progettato da Leandro Caselli, arrivato a Carrara nel 1884 a seguito di un concorso pubblico che lo aveva nominato Ingegnere Capo del Municipio. Prima di trasferirsi in Lunigiana, Leandro Caselli, insieme al fratello Crescentino, si era dedicato alla costruzione e ristrutturazione di molti edifici civili in Piemonte, applicando la metodologia costruttiva introdotta dal maestro Antonelli. Se anche nel Politeama si può ritrovare lo schema a pilastri, archi e volte, tipico dell'Antonelli, in esso è però venuto meno uno dei capisaldi dell'architettura antonelliana, ovvero la qualità dei materiali, indispensabile in strutture in cui la muratura è già spinta a lavorare al limite.

Le grandi dimensioni del fabbricato del Politeama hanno invece portato l'ing. Caselli a risparmiare sulla qualità di malta e mattoni con l'obiettivo di rendere più economica la costruzione. È evidente come questo abbia influito notevolmente sulla capacità di resistenza della muratura e sullo stato di sofferenza che essa ha manifestato recentemente.

2.2 Descrizione del manufatto

L'edificio del Politeama ha un impianto sostanzialmente simmetrico rispetto all'asse trasversale orientato secondo la direzione che va da sud-ovest a nord-est. Le due ali si sviluppano in profondità verso il centro della città, con i lati lunghi che costeggiano via Roma e via Mazzini. Sebbene abbiano un diverso sviluppo in pianta, in quanto l'ala destra ha una forma più allungata, esse hanno pressoché la stessa superficie.

Il fabbricato principale si eleva per cinque piani fuori terra, a cui si aggiungono scantinato e sottotetto. Il prospetto su via Mazzini presenta altezze diverse: la parte terminale dell'ala destra, verso via Cavour, ha solamente tre piani. Questo corpo più basso corrisponde a tre delle dodici finestre che scandiscono la facciata.

Nelle ali, al piano terra, sono ospitati vari esercizi commerciali, fra cui una farmacia, una banca e negozi di abbagliamento. Ai piani superiori sono presenti abitazioni e studi professionali, tranne nell'ala sinistra, che è attualmente in fase di ristrutturazione.

Il blocco centrale è anch'esso destinato alla funzione residenziale nei due piani sopra la sala Germinal, che occupa il secondo e il terzo livello. Al secondo piano aveva sede l'archivio del Gruppo Storico Anarchici. Al piano terra sono presenti un grande atrio a doppia altezza e i locali accessori del teatro. Per piano terra s'intende quello d'ingresso che, a rigore, sarebbe un piano rialzato in quanto raggiungibile dopo una breve scalinata che copre il dislivello di 85 cm fra il piano terra delle ali e quello del corpo centrale. Alcuni dati su superfici e altezze del fabbricato sono riportati nelle tabelle 2.1 e 2.2. Le altezze di piano sono state definite realizzando un foro passante, ad ogni piano, nelle pavimentazioni in prossimità del pilastro collassato B4 e misurando l'altezza e la distanza del foro dal pavimento.

Dati numerici				
COMPLESSO EDILIZIO POLITEAMA			Lunghezza facciata principale: 70 m Superficie piano terra: 1750 m ² Superficie totale: 10.140 m ²	
	<i>Numero piani</i>	<i>Altezza di gronda</i>	<i>Altezza di colmo</i>	<i>Superficie in pianta</i>
<i>Blocco centrale di accesso</i>	5 + sottotetto abitabile	21,5 m	25,38 m	584 m ²
<i>Ala sinistra su via Roma</i>	5 + sottotetto non abitabile	21,5 m	23,77 m	584 m ²
<i>Ala destra su via Mazzini</i>	- 5 + sottotetto non abitabile	21,5 m	24,01 m	582 m ²
	- si riduce a tre piani verso via Cavour	13,3 m	15,67 m	459 m ²
TEATRO "GIUSEPPE VERDI"			Superficie in pianta: 804 m ² Altezza di gronda: 15 m Altezza di colmo: 19,38 m	

Tabella 2.1 Dati numerici

Altezza di interpiano	
Piano scantinato	3,40 m
Piano terra	4,85 m (blocco centrale)
	5,70 m (ali)
Piano primo	3,60 m
Piano secondo	4,45 m
Piano terzo	3,95 m
Piano quarto	3,10 m
Sottotetto (nel punto più alto)	3,05 m
Atrio	8,45 m
Sala Germinal	8,40 m

Tabella 2.2 Altezze di interpiano

2.2.1 Concezione strutturale della fabbrica

Il Teatro Politeama rappresenta un ibrido fra la tradizione costruttiva secolare e la nuova esigenza funzionale che richiedeva spazi liberi sempre più ampi e una sempre maggiore libertà distributiva interna. Esso, infatti, è costituito da una struttura portante in muratura sul perimetro esterno, ma all'interno è presente un'ossatura di pilastri, archi e volte fortemente ribassati. Questa concezione strutturale deriva direttamente dall'insegnamento dell'Antonelli. Quest'ultimo, infatti, riteneva che, una volta stabiliti i muri delle facciate di dimensioni robuste, fosse inutile dare grosse dimensioni ai muri interni, che sono contrastati dalle spinte delle volte dei diversi piani e, in generale, devono resistere solamente ad una pressione verticale.

L'edificio rappresenta quindi un punto di collegamento fra le costruzioni in muratura e quelle moderne in cemento armato: pilastri, archi e volte, tutti realizzati in muratura di mattoni pieni, rappresentano rispettivamente pilastri, travi e solai delle odierne costruzioni in calcestruzzo armato. I Caselli anticipano quindi la metodologia costruttiva propria delle strutture metalliche e del calcestruzzo armato, utilizzando però il laterizio.

Gli spazi interni sono scanditi da una maglia regolare di pilastri su cui poggiano gli archi a sorreggere gli orizzontamenti in volte, secondo uno schema che deriva dalle concezioni strutturali adottate da Antonelli.

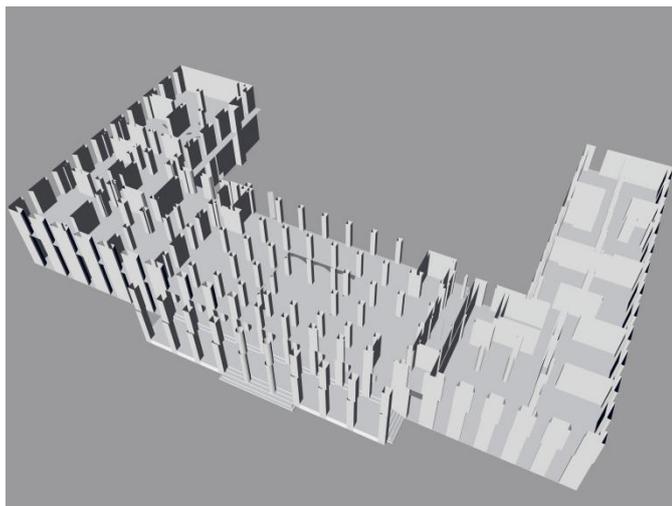


Figura 2.6 Vista tridimensionale della maglia strutturale di pilastri

Le strutture dei piedritti si riducono a pilastri di appoggio con funzione portante e sostengono gli archi che li collegano e le volte che formano i vari piani e la struttura intradossale del tetto.

La buona collocazione degli arconi di collegamento dei pilastri e l'incatenamento in ferro che si ripete ad ogni piano tolgono al pilastro qualunque effetto di spinta dovuto alle volte, consentendo di dimensionarlo con la minima sezione compatibile a sorreggere i carichi verticali. Le strutture spingenti sono disposte in serie di elementi uguali o equivalenti che si equilibrano a vicenda e da ciò derivano la rigorosa simmetria d'impianto e la grande regolarità del reticolo planimetrico.

È stato seguito il principio costruttivo dell'annientamento a priori di ogni spinta eccentrica, contenuta da opportuni tiranti metallici, posizionati a diverse altezze e in diverse ubicazioni rispetto agli assi degli archi. A questi tiranti è affidato il duplice ruolo di conferire continuità al sistema discontinuo dei fulcri e di assorbire ogni sollecitazione di trazione, e di conseguenza di rendere lo scheletro biresistente. In questo modo i fulcri risultano sollecitati al solo sforzo normale di compressione e si trovano nella condizione di resistenza ottimale per le strutture in muratura.

In realtà, in riferimento alla funzione delle catene, occorre fare una precisazione in funzione di quanto scritto nel numero straordinario de "L'Eco del Carrione" pubblicato il 12 novembre 1892 in occasione dell'apertura del teatro.

Parlando della realizzazione dell'edificio si legge: "[...] erano pilastri di mattoni delle mediocri dimensioni o colonne [...] che [...] si collegavano per ogni piano con una serie

di archi in muratura i quali mutuamente si reggevano e laddove portavano spinte laterali accumulandole o trasmettendole di prossimo in prossimo come le spinte delle turbe ammutinatesi, trovavano la resistenza ed il loro provvisorio o temporaneo equilibrio coll'applicazione di catene o tiranti di ferro, dei quali tiranti, alcuni venivano, col progredire delle murature e delle altezze, rimossi ed abbandonati, poichè all'azione di essi si andava sostituendo quella definitiva e duratura di altri archi contigui od i maggiori pesi delle masse murarie sovrappoentesi alle prime stratificazioni. E nel criterio dei costruttori e degli osservatori intelligenti si andava rafforzando il senso e la misura della stabilità dell'edificio, [...] man mano che la coesione delle malte rinvigoriva aggiungendosi e talvolta sostituendosi addirittura all'azione dei tiranti di ferro.” [2].

Si comprende quindi che la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in massima parte non tanto alle catene, ma piuttosto all'interazione tra archi attigui.

La forza orizzontale trasmessa da un arco è bilanciata da quella, con stessa direzione ma verso opposto, espletata dall'arco vicino. L'interazione tra due archi contigui permette di compensare le forze orizzontali rendendo superfluo il contributo statico delle catene. Queste hanno comunque l'importante compito di conferire alla struttura stabilità dinamica ed elasticità generale nel momento in cui gli elementi resistenti si trovano a dover affrontare forze orizzontali maggiori di quelle previste durante l'esercizio, eventualità che si verifica in caso di scosse sismiche o cedimenti differenziali del terreno.

L'edificio del Politeama risulta particolarmente innovativo anche in quanto dotato di una struttura completamente ignifuga, secondo un'idea già applicata dall'Antonelli. In caso di incendio, la costruzione interamente in mattoni e pietra non fornirebbe nessuna possibilità di innesco alle fiamme e il ferro delle catene, intradossali e quindi difese e nascoste nella muratura, poco conduttrice del calore, non subirebbe quegli allungamenti e stiramenti molto pericolosi nelle fabbriche in cui erano utilizzate travi in ferro per l'appoggio delle voltine in mattoni. Il tetto realizzato senza elementi lignei completa la quasi perfetta incombustibilità del Politeama.

Emerge inoltre come, nella realizzazione del teatro, siano state impiegate tecniche costruttive molto avanzate che lo rendono unico nel suo genere in tutta la Toscana. L'utilizzo del ferro, l'adozione di volte arditissime costituite da mattoni in piano,

soprattutto nella zona del palcoscenico, la copertura della platea con capriate all'inglese molto leggere, ma ben dimensionate ai carichi della copertura, mostrano un'abilità tecnica non comune mai riscontrata in altri edifici della zona.

È il primo esempio nella costruzione dei teatri in cui il palcoscenico è coperto con volte reali come nelle basiliche. Vi sono, infatti, tre grandi volte a botte sostenute da quattro archi di muratura a sesto rialzato, della luce di sedici metri, che portano la copertura del tetto in tegole di Marsiglia, senza l'impiego di travi, travicelli e listelli e che sorreggono il traliccio e il macchinario delle scene per mezzo di tiranti e travi in ferro che ne sorreggono l'ossatura.

Non solo il teatro, ma anche l'intero fabbricato presenta una grande varietà di dettagli costruttivi che ne caratterizzano la struttura. Le soluzioni adottate nella fabbrica del Politeama erano già state sperimentate in precedenza dai Caselli. Si possono, infatti, riscontrare molte analogie con i dettagli costruttivi realizzati nell'Ospizio di Carità a Torino a firma del fratello Crescentino.

2.2.2 Analisi delle strutture originarie

- *Strutture verticali*

I *pilastr*i che sostengono l'edificio sono in muratura, generalmente di sezione quadrata 60 x 60 cm. Nello scantinato la sezione varia da un minimo di 70 x 70 cm fino ad un massimo di 90 x 90 cm. Il portico d'ingresso è costituito da otto pilastr*i* quadrati 80 x 80 cm a doppia altezza e da due colonne circolari posizionate nella parte centrale (Figura 2.7). Alcune colonne circolari dal diametro di 65 cm sono presenti anche ai piani terra e primo.

La muratura dei pilastr*i* dell'atrio è realizzata in mattoni, di dimensioni 24x12x6 cm, e malta di calce in giunti regolari, di spessore 8-10 mm. Tutti i pilastr*i* sono ricoperti da intonaco per uno spessore di 2,5 cm che si riduce a 2 cm in quelli circolari. Alla base dei pilastr*i* dell'atrio sono stati posizionati blocchi di marmo detti *leganti* allo scopo di centrare e ridistribuire i carichi.

I pilastr*i* dei Caselli sono abbastanza snelli e progettati per lavorare principalmente a compressione.



Figura 2.7 a) Pilastri del porticato b) pilastri del bar su cui insistono gli archi

La struttura del Teatro Politeama è a telaio e non sono generalmente presenti pareti portanti. Gli spazi sono suddivisi tramite *pareti di tamponamento* molto leggere costituite da laterizi forati dello spessore di 8-10 cm simili a tavelloni oppure con pianelle in laterizio dello spessore di 5-6 cm. Queste sono disposte ad arco per alleggerire la struttura.

Le pareti in muratura piena sono presenti soprattutto sul perimetro esterno e nei vani scala. In molti casi la muratura è mista e contiene mattoni, cocci, blocchi di marmo o sassi di varia dimensione.

A volte la muratura appoggia su piattabande realizzate con un sistema di archi rampanti sovrapposti che scaricano sul telaio portante. Un esempio si può trovare nella sala Germinal, dove la penultima campata verso la piazza è più piccola delle altre (circa 1,80 m anziché 2,5 m). In questo caso la volta si scarica sulla muratura, all'interno della quale è presente un sistema di archi che riconduce il carico sui pilastri attigui.



Figura 2.8 Sistema di archi utilizzato per portare il carico sui pilastri

Le canne fumarie sono generalmente realizzate all'interno di muratura in mattoni pieni di 12-13 cm, in genere ammorsata con quella dei pilastri. Le pareti dei camini, nonostante non avessero una funzione strutturale, irrigidivano i pilastri aumentandone la resistenza e contribuendo a centrare le sollecitazioni flettenti prodotte da spinte non compensate.

- *Strutture orizzontali*

Sui pilastri si impostano *archi* ribassati che li collegano in entrambe le direzioni. Gli archi sono realizzati con una muratura di mattoni pieni a due teste e hanno la stessa larghezza dei pilastri su cui si impostano. I mattoni sono inclinati per realizzare sporgenze a dente di pettine a cui si ammorsano le volte.

Nella configurazione originale dell'edificio, la quasi totalità degli spazi era coperta da *volte*, molte delle quali sono state demolite e sostituite da solai durante le ristrutturazioni successive.

Le volte sono uno degli elementi caratterizzanti la fabbrica del Politeama. In particolare è stata rilevata la presenza di quattro tipologie ricorrenti di volte, tutte realizzate in mattoni pieni disposti in fascia o in foglio.

La prima tipologia è costituita da una volta a vela ribassata, che copre la maggioranza degli spazi interni. La seconda è rappresentata dalla volta a botte ribassata con teste di padiglione lunettato presente a copertura dell'atrio e della sala Germinal. La terza è localizzata in alcuni vani rettangolari al primo e al terzo piano dell'ala sinistra del fabbricato, dove è stata rilevata la presenza di volte a botte con teste di padiglione che si appoggiano su una rotaia metallica in corrispondenza del lato in comune. Infine, la quarta tipologia è costituita da volte a botte su rotaia presenti al quarto piano del blocco centrale, sopra la sala Germinal.

I tipi di volta che meglio si adattano alla discontinuità di piedritto del sistema a scheletro caselliano sono la volta a vela e quella a padiglione lunettato, che si presentano nel Politeama nella forma completamente trasformata che conferisce loro l'Antonelli fin dagli anni Quaranta dell'Ottocento.

L'architetto mette a punto un sistema costruttivo che consente di costruire archi e pennacchi a “fibre continue”, ossia con una disposizione dei laterizi a stratificazioni che non presentano discontinuità, in modo tale da creare un'unica massa muraria.

L'apparecchio escogitato da Antonelli si fonda sul principio di continuità dei letti di posa e sarà applicato sistematicamente dall'architetto per la costruzione di tutte le sue volte a vela. Il medesimo sistema costruttivo è sistematicamente utilizzato dai Caselli nei loro edifici e caratterizza le volte a vela del Politeama di Carrara.

Tale sistema è minuziosamente descritto dallo stesso Crescentino Caselli: “Nelle quattro file di mattoni che sono alla periferia interna e all'intradosso dei quattro archi, i mattoni vengono inclinati per guisa da presentare una serie di sporgenze e rientranze nelle quali poi i mattoni del volto si addentellano. I mattoni che riescono sporgenti hanno una delle facce inscritta nella superficie di intradosso del volto, per una porzione emergono dalla superficie di intradosso dell'arco, porzione che poi si taglia collo scalpello. Gli strati di mattoni del volto, a partire dal basso dei quattro angoli si pongono colla faccia di posa inscritta entro tante superficie coniche speciali che presentano convessità verso la chiave del volto, aventi le generatrici normali alla superficie estradossale, e raccordantisi agli estremi coi piani dei giunti di posa dei mattoni che costituiscono gli archi. Con ciò il volto riesce formato di quattro parti contenenti tanti strati concentrici, quasi circolari, di mattoni che si spingono dagli angoli fino a toccarsi due a due nei vertici dei quattro archi; e di una parte centrale quadrilatera curvilinea che riceve tanti strati concentrici ai primi, ma limitantisi dove due a due si incontrano man mano due archi mediani del volto.”

In Figura 2.9 a)-b) si può confrontare la particolare tessitura dei mattoni in un disegno di Crescentino Caselli e una foto scattata nel Politeama di Carrara.

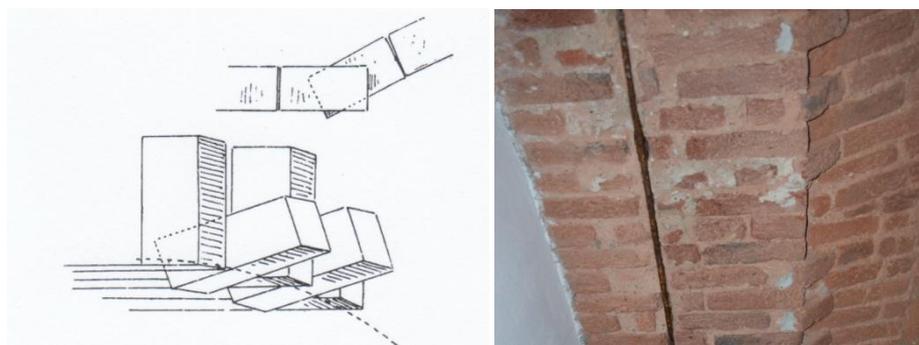


Figura 2.9 Apparecchio della volta a vela antonelliana a) disegno di C. Caselli b) esempio di arco del Politeama

Riproponendo la forma delle volte dell'Antonelli, quelle dei Caselli e, nello specifico, quelle del Politeama, sono molto ribassate e caratterizzate da strutture estremamente sottili, stabili in virtù di un comportamento membranale sostenuto dalla presenza dei tiranti metallici perimetrali.

Le volte a vela del Politeama sono caratterizzate da due diverse tessiture di mattoni. In alcuni casi, gli strati circolari laterizi, costituiti da mattoni posti di taglio e di testa, si estendono a partire dai fulcri fino ad toccarsi, a due a due, in corrispondenza del vertice degli archi. Nella porzione centrale della volta i mattoni sono generalmente posizionati in foglio, mentre ai lati sono in fascia (Figura 2.10).



2.10 Volta su maglia di pilastri 3x3m

In altre situazioni, invece, gli strati circolari si espandono, anello su anello, partendo dal fulcro fino ad incontrarsi circa in mezzeria, con mattoni sono posizionati in fascia in ogni parte della volta (Figura 2.11).



Figura 2.11 Volta in fascia del bar

Quando le volte sono rettangolari le quattro parti che contengono gli strati concentrici di mattoni non si incontrano, ma questi vengono collegati da una fascia a forma di arco. Un esempio si trova nella biblioteca adiacente alla sala Germinal, dove, nella porzione centrale, i mattoni sono posizionati in foglio, ai lati in fascia (Fig. 2.12).



Figura 2.12 Volta rettangolare nella biblioteca adiacente alla sala Germinal

Un'ulteriore evoluzione della volta “antonelliana” è rappresentata dalla volta a fungo, presente anche nella fabbrica del Politeama (Figura 2.13).



Figura 2.13 Volta a fungo antonelliana

Questa volta è composta da quattro porzioni cilindriche, che prolungano le facce dei fulcri, e da quattro quarti di cono curvilineo. A differenza della volta a vela ribassata, che copre un'unica campata, il sistema di volte a fungo su fulcri prismatici è suscettibile di illimitata estensione. Le volte non sono semplicemente appoggiate alle imposte ma

continue su tutto il piano calpestabile e non interrotte in corrispondenza di ogni ambiente proprio in virtù di questa particolare apparecchiatura che consente la perfetta connessione con le imposte.

Le volte di Antonelli e dei Caselli si adattano flessibilmente alla discontinua situazione dei piedritti attraverso l'uso sistematico della lunettatura. Questo fa sì che i muri, ove sono presenti nel perimetro, ricevano un carico concentrato nel loro nocciolo, quasi che incorporassero un pilastro, e questa sola ne fosse la parte staticamente utile. Il resto ha funzione coibente più che resistente.

Nell'atrio e nella sala Germinal il raccordo della volta con i pilastri avviene attraverso volte a botte molto ribassate, con teste di padiglione lunettato e senza spigoli.



Figura 2.14 a) Volta dell'atrio b) Volta della sala Germinal

Sebbene la tessitura non sia visibile a causa delle pitture, dall'esame dell'intradosso della volta e dalla documentazione storica, con buona probabilità si può ipotizzare per la volta della sala Germinal una tipologia antonelliana analoga a quella in Figura 2.15.

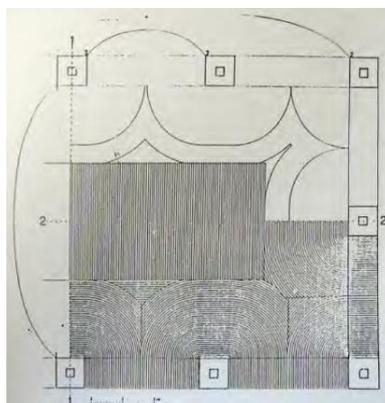


Figura 2.15 Applicazione della volta a fungo antonelliana

La terza tipologia di volta è rappresentata da volte a botte con teste di padiglione che si appoggiano su una rotaia metallica in corrispondenza del lato in comune.



Figura 2.16 Volta a botte con teste di padiglione

In figura 2.17 sono mostrati un particolare del collegamento fra rotaia e mattoni e la tessitura di questi ultimi.



Figura 2.17 a) Attacco dei mattoni alla rotaia b) Tessitura dei mattoni

La quarta tipologia di volta è presente esclusivamente sopra la sala Germinal, al quarto piano. Vista l'assenza di pilastri sono state realizzate volte a botte poggianti su rotaie in ferro che sono state appese alla copertura mediante tiranti (Fig. 2.18). Si tratta di volte sottili in foglio, con mattoni disposti in fascia esclusivamente nella zona laterale, larga 50 cm, adiacente la rotaia.



Figura 2.11 Volte appese al piano quarto

Il rinfiacco di tutte le tipologie di volte è realizzato con materiali diversi: scorie e cenere, terra rossa di cava o terra. Lo spessore del riempimento non è costante per tutte le volte; tuttavia, solitamente, è compreso tra i 22 e i 25 cm all'imposta dell'arco.

In alcuni casi, per ridurre il peso del rinfiacco, sono presenti muricci raccordati da sottili voltine ribassate di alleggerimento dette *porcelle*.

Nel fabbricato del Politeama la quasi totalità degli spazi era coperta da volte. La maggior parte dei solai attuali è il frutto degli interventi subiti dall'edificio alla fine del Novecento. Di conseguenza è molto limitato il numero di *solai* piani originali: questi si trovano solamente in corrispondenza delle scale, per pianerottoli e corridoi di distribuzione, negli angoli retrostanti del blocco centrale di ingresso e nella terrazza al quarto piano che dà sul teatro.

I solai di scale e blocco centrale sono in latero-cemento con la parte strutturale costituita da volterrane dell'altezza di 16 cm, su cui è stato realizzato in opera un getto di calcestruzzo di 4 cm. Sopra a quest'ultimo, nelle scale, sono stati stesi 6 cm di sottofondo come strato di allettamento per il pavimento in marmo di 1,5 cm. Lo spessore di rampe e pianerottoli è molto variabile, si assume quindi un valore medio di 30 cm.

Per quanto riguarda il solaio della terrazza, si suppone che sia costituito da una soletta sia in cemento armato su lamiera grecata. All'intradosso si possono notare le lastre di marmo e le travi in legno che nascondono la struttura alla vista.



Figura 2.12 Vista della terrazza

Solai e volte hanno le medesime finiture: sopra un strato di 2-3 cm di sottofondo è posizionato il pavimento in mattonelle di cemento o listelli di rovere.

- *Copertura e fondazioni*

La *copertura* originale in laterizio è costituita da un telaio di spina formato da archi e pilastri in muratura. Il telaio sostiene archi rampanti o rotaie in acciaio che portano volte a botte in muratura dello spessore di 6 cm. In origine sulle volte erano presenti gambette di mattoni pieni che sostenevano il manto di tegole Marsigliesi. Queste gambette, anch'esse spesse 6 cm, erano posizionate ad un interasse di 30 cm; gli spazi fra una e l'altra erano riempiti con terra e rottami. In questa maniera il tetto era privo di elementi in legno e quindi ignifugo.



Figura 2.14 Copertura originale in laterizio

La parte centrale che copriva la volta più grande (di luce 9x15m) era probabilmente realizzata in modo simile alla torre scenica del teatro, con volte reali ed archi dai quali scendevano i tiranti che reggevano il solaio sottostante.

Anche in copertura, come accade ai piani sottostanti, sono presenti catene in ferro per contrastare le spinte di archi e volte.

I progetti originali, depositati presso l'Archivio Storico del Comune di Massa, non sono stati ritrovati. Si possono comunque riscontrare alcune somiglianze con le soluzioni adottate dai Caselli nell'Ospizio della Carità.

Per quanto riguarda le *fondazioni*, lungo il perimetro dell'edificio, i pilastri si impostano su pareti controterra in muratura mista o pietra. Alcuni sondaggi hanno mostrato che i pilastri isolati sono stati appoggiati su un letto di ciottoli addensati misti a rottami e frammenti di marmo che solo sotto al pilastro sono stati cementati con calce. In alcuni pilastri non c'è un unico piano di posa, ma una parte del pilastro scende maggiormente nel terreno impostandosi ad una quota più bassa. È stato inoltre evidenziato che anche i pilastri degli archi di rinforzo presenti nella zona dello scantinato sottostante l'atrio si appoggiano direttamente sui ciottoli.

- *Presidi antisismici*

Durante le ispezioni nei locali del Politeama è stata riscontrata la presenza di robuste catene metalliche in corrispondenza degli archi. Le canne fumarie aperte nell'ala sinistra del palazzo hanno permesso di identificarne alcune, ma non è stato possibile verificarne né l'integrità né la presenza ad ogni piano a causa delle numerose tubazioni che ostacolavano la vista.

Le catene presenti nel Politeama sono diverse per dimensioni e tipologia: per realizzarle sono stati utilizzati sia profilati metallici, con dimensione media di 1x4 cm, sia filo elicoidale da cava a formare dei trefoli.



Figura 2.15 a) Catena costituita da un profilato metallico b) Filo elicoidale da cava usato come catena

È stata osservata una notevole diversità nel posizionamento delle catene: sono infatti situate a differenti altezze (tangenti all'arco o posizionate alla sua metà) e diverse ubicazioni (in mezzeria o eccentriche) rispetto agli assi degli archi. Le catene che corrono mantenendosi tangenti agli archi spesso affiorano dall'intradosso.

Differenti sono anche i sistemi di connessione: in alcuni casi per la giunzione delle catene è utilizzato un sistema, di tipo antonelliano, con doppi anelli, paletti e cunei tenditori, mentre in altri la connessione fra due catene è realizzata tramite filo elicoidale da cava.

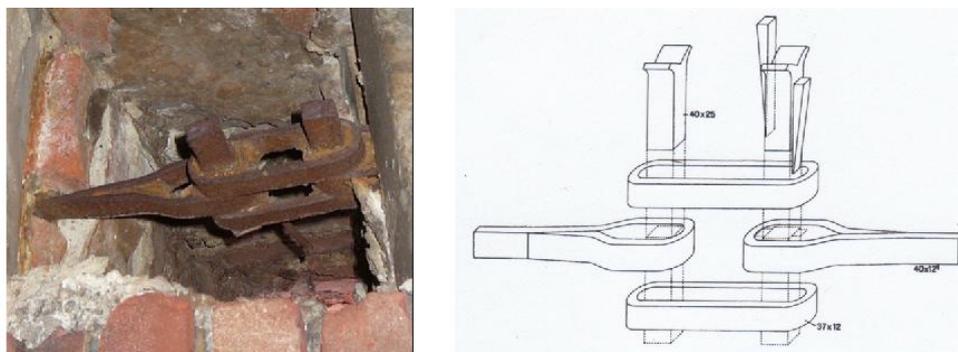


Figura 2.16 Particolare di connessione delle catene metalliche analogo a quello impiegato nell'Ospizio di Carità di Torino, a destra [4]

L'importanza delle opere da realizzare, unita alla tipologia costruttiva ardita per l'epoca, spingevano solitamente i Caselli ad adottare particolare cura nella prescrizione dei materiali, dai laterizi alle malte alle catene metalliche. In questa prospettiva, secondo quanto riportato da F. Rosso (1979), i Caselli avevano prescritto all'impresa di

costruzioni l'applicazione di un doppio strato di vernice di minio all'olio sopra a questi elementi metallici al fine di prevenirne la corrosione. Non è stata tuttavia trovata alcuna traccia di vernice antiruggine sulle catene, fatto piuttosto visto la loro importanza nella maglia strutturale.

2.2.3 Interventi successivi

A partire dagli anni Trenta del 1900 nell'edificio del Politeama sono stati eseguiti svariati interventi di ristrutturazione e trasformazione.

Per quanto riguarda il teatro, nel 1939 questo è stato adibito a cinematografo con l'installazione di una cabina per le proiezioni cinematografiche e di uno schermo nel palcoscenico. In seguito alla ristrutturazione ha preso il nome di Cinema Teatro Guglielmo Marconi, sebbene sia ancora oggi chiamato con il nome originario di Politeama Verdi. Nel dopoguerra, a lato della torre scenica prospiciente via Cavour è stato addossato un edificio in c.a. che ha inglobato le scale di sicurezza della torre stessa, sottraendole definitivamente all'uso esclusivo e di sicurezza del personale di scena.

Gli oneri crescenti dei costi di allestimento delle rappresentazioni teatrali e il disinteresse del pubblico per alcuni tipi di spettacoli ne hanno limitato l'uso soprattutto alle proiezioni cinematografiche. Le attrezzature fisse e mobili e tutti gli impianti hanno risentito di questo stato di abbandono fino alla fine degli anni Sessanta, quando gli impianti di riscaldamento e quello elettrico generale sono stati rinnovati.

Negli ultimi due decenni sono stati eseguiti lavori di ristrutturazione che hanno interessato l'intero fabbricato in cui è inserito il Teatro Verdi e ne hanno modificato la configurazione originale.

Il progetto di ristrutturazione ha avuto origine da un'ordinanza del Sindaco del Comune di Carrara che, nel 1983, chiese di restaurare le facciate dei fabbricati posti sul territorio comunale. I proprietari dell'immobile fecero effettuare un preventivo per lo stoccaggio e pitturazione del fabbricato, che ammontava a circa un miliardo. Questo investimento risultò insostenibile in quanto non era recuperabile attraverso gli affitti e per questo motivo si decise di ristrutturare soltanto l'interno dell'edificio, al quale sarebbero state apportate delle modifiche. Le strutture murarie principali sarebbero state mantenute tali e gli ascensori interni realizzati con gabbie di ferro, tipiche del periodo. Nei lavori di

ristrutturazione era prevista anche la demolizione dell'ultimo solaio per realizzare appartamenti in duplex che sfruttassero le soffitte sulle ali laterali. La destinazione dei vani sarebbe comunque rimasta inalterata: piano terra destinato ad uso negozi, i piani I e II ad uffici e simili (club, associazioni, ecc.) ed i piani III e IV adibiti ad abitazioni. Al termine dell'operazione il numero degli alloggi sarebbe aumentato da 41 a 69.

Agli inizi degli anni Novanta importanti trasformazioni hanno interessato la copertura: nell'ala sinistra, alcune volte crollate sono state sostituite con solai in laterocemento e travi in cemento armato. Un getto di calcestruzzo alleggerito con rete elettrosaldata è stato realizzato al posto delle gambette in mattoni, ovunque eliminate, che sostenevano le tegole.



Figura 2.17 Solaio e travi in sostituzione di una volta crollata

Nella parte centrale e nell'ala destra le volte della copertura originale sono state demolite e le relative catene eliminate. La copertura è stata sostituita con una nuova più alta composta da travi in cemento armato e solai in laterocemento impostati sui muri esterni esistenti e su nuovi pilastri costruiti con mattoni doppio UNI.



Figura 2.18 Parte centrale prima e dopo la sostituzione della copertura

Anche la copertura dell'ala destra è stata sostituita con una nuova in laterocemento.

Al piano quinto dell'ala sinistra tutte le volte sono state demolite e sostituite con solai in laterocemento e travi in acciaio tipo REP poggianti sulle strutture esistenti (Figura 2.19). Ai lati sono state poste travi in acciaio UPN debitamente connesse ai setti murari mediante cravatte ancorate con resine epossidiche.



Figura 2.19 Solaio in laterocemento e travi REP

La stessa tipologia di orizzontamento è stata realizzata per sostituire una volta di copertura, un solaio a volte del sottotetto e il solaio a questo sottostante, tutti crollati a causa di infiltrazioni d'acqua.

Sempre a questo livello sono state inoltre costruite numerose pareti in gasbeton dello spessore di circa 25 cm.

Nella parte centrale, sempre al quinto piano, le rotaie che sostengono le volte sono state rinforzate mediante profili metallici (HEB 200), mentre le volte sono state irrigidite attraverso una soletta in calcestruzzo con rete elettrosaldata. I vecchi tiranti di appensione sono stati sostituiti (Figura 2.20). Nella stessa area è stato realizzato un soppalco che poggia sulle nuove pareti in muratura.



Figura 2.20 Collegamento fra tiranti originari e nuovi

Le scale adiacenti al teatro, realizzate con gradini a sbalzo in marmo, sono state demolite e la tromba delle scale è stata chiusa con solai in laterocemento.

Gli appartamenti nell'ala destra dell'edificio e quelli della parte centrale sono stati ristrutturati. In molti casi i lavori hanno visto il consolidamento delle volte e la sostituzione delle pavimentazioni originali in mattonelle di cemento o legno con altre nuove, anche di notevole spessore. La realizzazione di pavimenti radianti, con finiture in legno tek o piastrelle, ha determinato un aumento del carico sulle strutture sottostanti. Per accedere alla sala Germinal e agli appartamenti è stata realizzata una scala in cemento armato impostata su un telaio indipendente sempre in cemento armato.

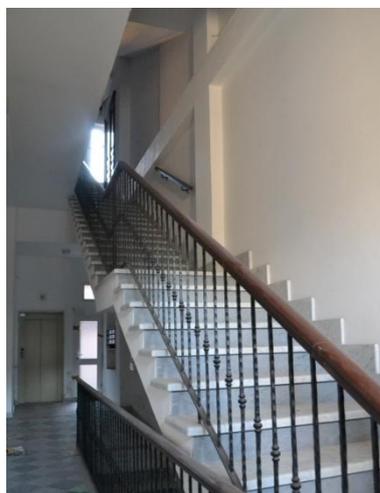


Figura 2.21 Scala in cemento armato

L'intervento, risalente sempre agli inizi degli anni Novanta, ha reso necessaria la demolizione dello scalone originale e di alcune volte, con conseguente rimozione degli incatenamenti presenti. Parte del pianerottolo del vecchio scalone è stata annessa ad un appartamento.

Nell'ala sinistra gli appartamenti sono ancora in fase di ristrutturazione, mentre i locali commerciali sono già stati ristrutturati. Ad esempio, i pilastri della farmacia e del negozio di abbigliamento sono stati rinforzati. Nel caso della banca, il solaio a volte è stato demolito e sostituito un solaio piano. Inoltre è stato realizzato un soppalco che grava sulla muratura e su un pilastro in acciaio al centro del locale. Sono state aperte

finestre per illuminare la zona soppalcata. Lo stesso tipo di struttura si ritrova all'interno del negozio di bijoux su Via Roma.

La scala in marmo che permette l'accesso agli appartamenti dell'ala sinistra è stata rinforzata con una struttura in acciaio all'intradosso.



Figura 2.13 Scala di accesso all'ala sinistra

Il Teatro Verdi, in quanto proprietà privata, non è soggetto al vincolo di tutela ex Legge 1089/39 sulla *Tutela delle cose d'interesse artistico o storico* previsto per le opere pubbliche. Questa circostanza ha permesso che tutti gli interventi di ristrutturazione del fabbricato, compresi la demolizione dell'ampio scalone in marmo che portava alla Sala Germinal e il ridimensionamento degli spazi accessori del teatro, fossero approvati senza l'obbligo di una preventiva presentazione dei progetti alla Soprintendenza. Quest'ultima avrebbe invece potuto dare un parere diverso sulla loro fattibilità e quindi eventualmente bloccare le demolizioni e impedire o limitare l'edificazione attorno alla torre scenica e su tutta l'area del complesso, considerandole come parte integrante dell'organismo architettonico progettato dall'Ing. Caselli.

Invece, solamente nel 1999, dieci anni dopo il rilascio della concessione, il Ministero dei Beni Culturali ha emesso il “decreto di dichiarazione di interesse culturale” limitatamente al volume del teatro.

Ad oggi il Teatro Verdi è inagibile in quanto non più conforme alle attuali norme di sicurezza antincendio. Fino agli anni '90 e quindi prima dei recenti interventi di ristrutturazione, le strutture dell'intero complesso architettonico erano rispondenti alle norme della Circ. Min. Interno n. 16 del 15/02/1951 (Norme di sicurezza per la costruzione, esercizio e vigilanza dei teatri, cinematografi e altri locali di spettacolo in

genere), in particolare per quanto riguarda il numero e la capacità di deflusso delle vie di fuga e le caratteristiche di isolamento dagli edifici vicini dell'intera torre scenica.

Durante le ristrutturazioni, per far spazio ad appartamenti, sono state ostruite le otto uscite di sicurezza di cui il teatro era dotato e che davano su spazi aperti, garantendo l'accesso alla struttura senza causare disordini agli ingressi privati dei palazzi.

Come risultato, il progetto di prevenzione incendi approvato nel 2005 ha consentito l'esercizio della sola attività di cinematografo in quanto la torre scenica non presentava più alcuna superficie libera del suo perimetro, in palese contrasto con le disposizioni del D.M. 19/08/1996 che hanno modificato la normativa antincendio preesistente.

Il progetto approvato prevede inoltre una capacità di deflusso forzatamente limitata a 762 posti, contro gli originari 1400, anche a causa dei pesanti interventi di modifica/demolizione che hanno interessato i cortili e le scale originarie.

Un riepilogo di tutti gli interventi eseguiti sulla fabbrica del Politeama è contenuto nella tabella seguente.

Intervento	Localizzazione	Data di realizzazione
- Sostituzione delle volte crollate con solai in laterocemento e travi in cemento armato	Copertura dell'ala sinistra	Inizio anni Novanta
- Getto di calcestruzzo alleggerito con rete elettrosaldata per sostenere il manto di tegole marsigliesi	Copertura	
- Sostituzione della copertura vecchia con una nuova realizzata in travi in cemento armato e solai in laterocemento	Copertura di parte centrale e ala destra	1994
- Sostituzione delle volte demolite e sostituite con solai in laterocemento e travi REP poggianti sulle strutture esistenti	Piani quarto e quinto ala sinistra	
- Realizzazione di pareti in gasbeton (spessore 25 cm)	Quarto piano ala sinistra	
- Rinforzo delle rotaie che sostengono le volte con profili metallici (HEB200) - Irrigidimento delle volte attraverso una soletta in calcestruzzo con rete elettrosaldata - Sostituzione dei tiranti di appensione - Realizzazione di un soppalco	Parte centrale piano quinto	

- Ristrutturazione appartamenti - Consolidamento delle volte - Sostituzione delle pavimentazioni originali	Ala destra e parte centrale del fabbricato	
- Demolizione dello scalone originale e di alcune volte - Realizzazione di una scala in c.a. impostata su un telaio indipendente in c.a.	Ala sinistra (zona adiacente la parte centrale)	Inizio anni Novanta
- Ristrutturazione dei locali commerciali - Pilastri rinforzati - Demolizione delle volte e realizzazione di un solaio piano e un soppalco nella banca - Rinforzo della scala di accesso agli appartamenti con una struttura in acciaio all'intradosso	Ala sinistra	
- Ristrutturazione appartamenti	Ala sinistra	In corso
- Ristrutturazione	Teatro	2004

Tabella 2.3 Tabella riepilogativa degli interventi

2.2.4 Indagini sui materiali

Un'ampia campagna sperimentale è stata eseguita sull'edificio del Politeama nel corso del 2009 per identificare le proprietà meccaniche delle murature.

Ad una prima indagine visiva sono seguite due campagne di prove effettuate dai laboratori del Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio dell'Università degli Studi di Genova.

Il maggior numero di prove è stato eseguito sui pilastri del piano terreno nella zona della biglietteria e del foyer, dove si sono verificati i collassi di alcuni dei pilastri in muratura. Alcune prove sono state effettuate anche ai piani interrato, primo e secondo, accessibili nella parte del salone Germinal, e nell'ala sinistra al quinto piano, non occupato da immobili privati ed in corso di ristrutturazione. Dalla campagna di indagine è stata esclusa l'ala destra verso via Mazzini che è stata ristrutturata di recente e risulta regolarmente abitata.

Sono inoltre disponibili, nella relazione dell'Ing. Bartelletti, i risultati di due prove distruttive, eseguite su muretti provenienti dal sottotetto.

È stata effettuata anche una valutazione delle caratteristiche mineralogico-petrografiche di una serie di campioni di laterizio, malta e intonaco. Le analisi sono state svolte dal

Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e dell'Architettura dell'Università degli Studi di Parma. Tutti i campioni prelevati provengono dai pilastri della hall di ingresso, fatta eccezione per un campione di laterizio proveniente da una parete interna del secondo piano.

Sempre nel 2009, in aggiunta alle prove per la caratterizzazione meccanica dei materiali, è stata effettuata un'indagine endoscopica mirata ad individuare i materiali e le sezioni stratigrafiche di alcune pavimentazioni, archi e volte in diversi ambienti.

Non sono state eseguite endoscopie nelle zone di chiave delle volte, solitamente al centro delle stesse, per limitare tempi e costi, ma soprattutto per evitare di danneggiare le pavimentazioni e le tubazioni sottostanti in zone a vista, in quanto situate proprio al centro delle stanze.

- *Caratterizzazione meccanica dei materiali*

Indagine visiva

Dall'indagine visiva è emerso che la muratura dei pilastri dell'atrio è realizzata con malta di calce in giunti regolari, di spessore 8-10 mm. I mattoni hanno dimensioni 24x12x6 cm. Visivamente la qualità dei mattoni sembra sostanzialmente omogenea, anche se talvolta sono presenti mattoni più scuri. I mattoni non sono molto forti e si incidono facilmente con una chiave.

Ai diversi piani la muratura originale appare della stessa tipologia. Nelle zone in ristrutturazione, in cui sono stati praticati gli scassi per gli impianti, i mattoni rotti rivelano generalmente la presenza di difetti quali inclusioni e cavità. In queste zone sono presenti alcune risarciture realizzate con mattoni diversi.

Prove non distruttive

Per misurare la resistenza a compressione della muratura negli edifici esistenti, le più recenti normative raccomandano l'impiego di prove distruttive in situ (come i martinetti piatti doppi) o in laboratorio (come le prove su muretti). Possono poi essere utilizzati metodi di prova non distruttivi a completamento delle prove richieste, come previsto dal II DM 14-01-2008 [9].

Nel caso del Politeama, la scelta di eseguire solamente prove non distruttive è maturata nel corso di un sopralluogo effettuato nell'edificio. Dall'ispezione è infatti emerso che i pilastri murari del piano terreno, sia quelli rimasti nella loro configurazione originali sia quelli rinforzati con profili metallici, presentano diffuse fessure longitudinali che indicano un collasso incipiente, o in atto, del materiale.

Di conseguenza, per ragioni di sicurezza, si è deciso di non effettuare al piano terreno né prove distruttive né prelievi di malta o mattoni. Questo si è reso necessario per evitare una pericolosa riduzione delle sezioni resistenti di elementi murari strutturali già in crisi attraverso l'inserimento di martinetti piatti o carotaggi.

Sono quindi state eseguite le seguenti prove:

- prova sclerometrica su mattoni in opera;
- prova sclerometrica sui giunti di malta in opera;
- punching test su campioni di malta;
- prova di flessione su tre punti su campioni di laterizio;
- prova di compressione diretta su campioni di laterizio.

Le prime tre prove sono state eseguite sui pilastri del piano terra. Per effettuare le rimanenti, invece, sono stati prelevati alcuni mattoni con i relativi giunti di malta al quinto piano, in un'area dove l'entità ormai ridotta dei carichi consentiva di eseguire prelievi di parti di muratura senza compromettere la sicurezza delle strutture, e ad altri piani, preferibilmente in corrispondenza delle canne fumarie dove, grazie ai lavori in corso, l'operazione era più agevole e meno invasiva.

Da questi campioni sono stati appunto ricavati provini per identificare la resistenza a trazione ed a compressione del laterizio e a compressione della malta, impiegando, in quest'ultimo caso, una prova sperimentale di impiego non comune. I dati così ricavati non si riferiscono al materiale dei pilastri del piano terreno, ma ad una muratura simile del medesimo complesso edilizio contemporanea ai pilastri oggetto di analisi.

Visti i risultati di questa prima campagna di prove, i proprietari hanno richiesto al laboratorio del Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio di Genova l'estensione delle prove alle zone più sollecitate. In questa seconda indagine sono state eseguite solamente prove soniche e sclerometriche.

– Prove soniche

Le prove soniche per trasmissione diretta (trasparenza) sono state eseguite per studiare lo stato di danneggiamento dei pilastri ed individuarne eventuali fessurazioni occulte.

Il numero sostanzialmente limitato delle misurazioni è dovuto alle ridotte dimensioni dei pilastri ed alla necessità di non eseguire misurazioni in prossimità dei bordi degli elementi strutturali. A questo si aggiunge la riduzione degli spazi dovuta alla presenza di elementi metallici di rinforzo o di altri elementi funzionali-architettonici. Quando la numerazione delle prove soniche salta qualche numero significa che in quella localizzazione non è stato possibile eseguire questo tipo di prova. I risultati delle prove sono riportati in Tab. 2.4.

Prova n.	Velocità media [m/s]	Prova n.	Velocità media [m/s]	Prova n.	Velocità media [m/s]
1	1060	17	889	31	1358
3	1564	18	711	32	1342
4	1376	20	1438	35	1633
5	926	22	1644	41	1465
6	807	23	1372	42	2041
10	1494	25	1382	44	1393
11	1765	27	1223		
16	993	30	1539		

Tabella 2.4 Risultati delle prove soniche

Questa prove presentano una significativa corrispondenza tra le velocità di propagazione delle onde soniche e lo stato fessurativo visibile esternamente dei pilastri murari. Dai risultati emerge che nella muratura integra la velocità del suono è compresa tra 1350 e 1650 m/s. La dispersione contenuta dei risultati conferma quindi la sostanziale omogeneità del materiale, già intuita con l'ispezione visiva. Nelle zone visibilmente fessurate la velocità invece risulta inferiore a 1000 m/s, con un minimo di 711 m/s nel pilastro B4, il primo ad essersi fessurato.

La figura 2.23 permette di localizzare i pilastri con minore velocità di propagazione al piano terra.

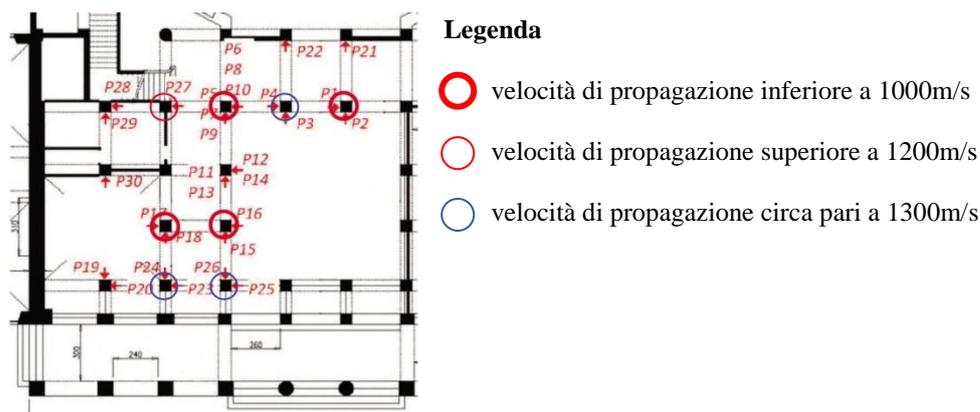


Figura 2.23 Localizzazione dei pilastri con minore velocità di propagazione del suono piano terra

Grazie a questa prova è stata evidenziata una situazione di attenzione anche per alcuni pilastri dell'atrio del piano terreno che, ad oggi, non avevano manifestato segni di dissesto se non marginali e minori fessurazione verticali. In particolare, il pilastro su cui sono state effettuate le prove 1 e 2 sembra evidenziare uno stato di danno interno quasi pari a quello degli altri pilastri già cerchiati con struttura metallica. Al momento dell'indagine, tuttavia, questo pilastro non presentava alcun intervento di rinforzo.

Sono state eseguite indagini soniche anche nella muratura del sottotetto, nella zona da cui sono stati prelevati i due muretti citati nella relazione del Prof. Bartelletti. Dai risultati ottenuti è emersa la somiglianza di questa muratura con quella presente agli altri piani.

- Prove sclerometriche su mattoni in opera

Le prove sclerometriche sui mattoni sono state eseguite in 33 zone diverse dell'edificio. La dispersione dei dati, relativamente ridotta, specialmente per una muratura storica, evidenzia una significativa omogeneità della muratura. Risultati particolarmente anomali sono stati ottenuti solamente da due campioni rinvenuti al secondo piano e sono forse da attribuire a successivi interventi di ristrutturazione.

Le prove sclerometriche sono state impiegate per stimare la resistenza media della muratura mediante curve di calibratura. La prima e seconda campagna di prove hanno fornito resistenze della muratura medie rispettivamente di 2,5 MPa e 3,7 MPa. La seconda campagna ha fornito resistenze sempre maggiori della prima e generalmente più vicine a quelle ottenute con altre metodologie.

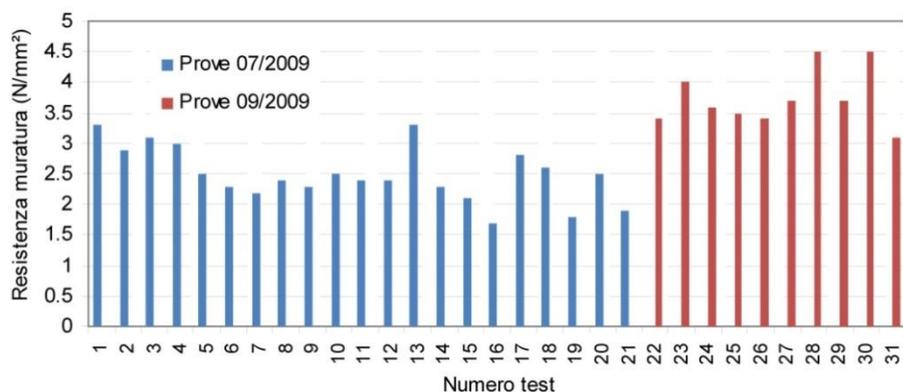


Figura 2.24 Stima della resistenza della muratura mediante prove sclerometriche

- Prove sclerometriche su giunti di malta in opera

Nelle stesse zone interessate dalle prove sclerometriche sui mattoni sono state effettuate prove sclerometriche anche sui giunti di malta. Le resistenze ottenute variano fra 2 e 2,5 N/mm² e sono molto basse anche per una malta di calce. Con questi valori la malta può essere classificata come M2.0-M2.5 in base a quanto prescritto dal D.M. 14-01-2008 (paragrafo 11.10.2.1) [3].

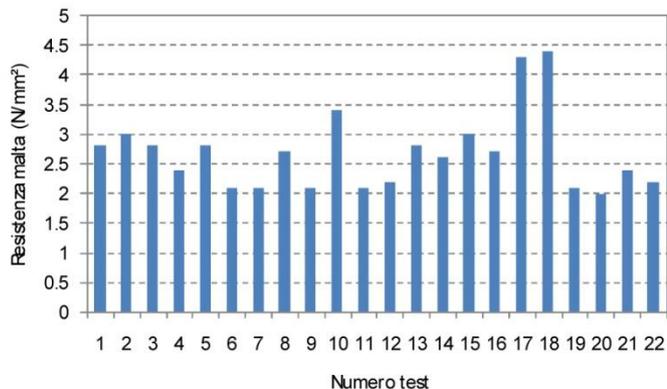


Figura 2.25 Stima della resistenza della malta mediante prove sclerometriche

- Punching test su campioni di malta

La resistenza della malta in opera è stata misurata mediante punching test, prova usata raramente e codificata dalla normativa ferroviaria internazionale UIC (2007). Tale prova viene eseguita su letti di malta che vengono staccati dai mattoni, livellati e provati a compressione. I risultati ottenuti sono piuttosto dispersi, anche a seguito del disturbo

(o danneggiamento) del campione, peraltro inevitabile in quelle procedure sperimentali che prevedono manipolazioni successive e difficoltose.

I campioni di malta sono stati prelevati al V piano nella muratura da cui sono stati estratti i muretti provati dal prof. Bartelletti. Anche questa prova conferma per la malta una classificazione M2.0-M2.5.

I valori delle resistenze determinati con il punching test e le prove sclerometriche sono in sostanziale accordo con quelli ricavati dal prof. Bartelletti attraverso l'uso di un penetrometro PNT-G, come viene mostrato in Figura 2.26.

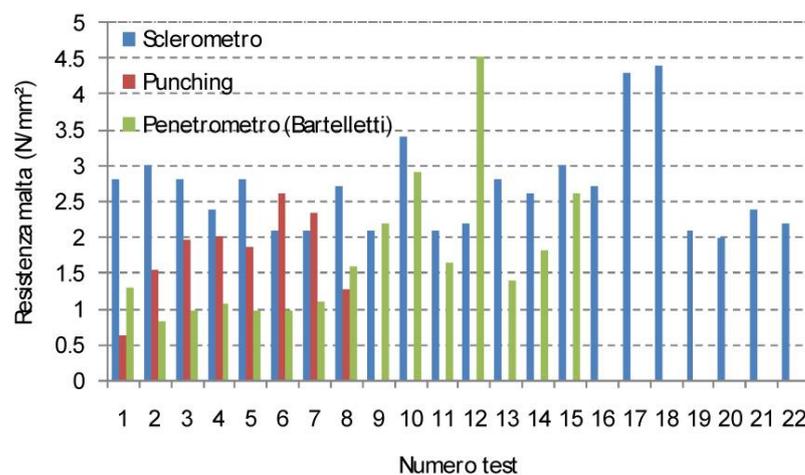


Figura 2.26 Confronto tra le resistenze della malta determinate con tre diverse metodologie

– Prove di flessione su tre punti su campioni di laterizio

Sono state impiegate per determinare la resistenza a trazione per flessione dei laterizi. Durante la preparazione dei provini a forma di prisma è stata evidenziata una certa disomogeneità interna dei laterizi, con inclusioni rilevanti, calcinelli e vuoti significativi. Questa ha notevolmente influenzato i risultati della prova, che appaiono infatti molto dispersi, con un coefficiente di variazione pari al 75%.

Come si può vedere in Tabella 2.5, i valori della resistenza a trazione per flessione sono compresi fra 0,94 e 6,93 N/mm².

Resistenza a trazione f_{tr} del laterizio					
Campione	Carico a rottura [kN]	Resistenza a trazione f_{tr} [MPa]	Variazione di spostamento [mm]	Variazione di carico [kN]	Modulo elastico [MPa]
1 A	0.974	1.83	0.202	563	2717
1 B	0.612	1.29	0.141	370	2569
2 A	0.621	1.32	0.252	398	1539
2 B	0.549	1.17	0.177	336	1853
3 A	1.507	2.97	0.791	934	1153
3 B	1.250	2.49	0.286	794	2714
4 A	1.303	2.59	0.127	744	5724
4 B	1.283	2.55	0.163	809	4836
5	0.427	0.94	0.139	293	2057
6 A	0.430	0.95	0.162	295	1781
6 B	0.521	1.12	0.154	357	2266
7 A	1.507	7.13	0.149	2172	14207
7 B	3.828	6.93	0.167	2191	12812
8 A	0.949	1.92	0.141	592	4099
8 B	1.225	2.44	0.169	774	4467
10 A	2.869	5.53	0.238	1763	7233

Tabella 2.5 Valori di resistenza a trazione per flessione e modulo elastico

Come dato addizionale, indicatore dell'omogeneità del materiale base, dalle prove di flessione su tre punti è stato ricavato anche il modulo elastico in funzione dell'aumento di spostamento misurato nell'intervallo di carico dal 20% all'80% del carico di rottura rilevato, quindi in un intervallo tensionale in cui la risposta del materiale è stata elastica lineare.

- Prove di compressione diretta su campioni di laterizio.

La resistenza a compressione del laterizio è stata determinata mediante compressione sulle due parti in cui è stato diviso il prisma prima sottoposto alla prova di flessione su tre punti, previa esecuzione di battute sclerometriche sul campione.

Poiché in diversi casi dai mattoni prelevati non è stato possibile ricavare prismi di lunghezza sufficiente per la prova di flessione su tre punti, è stato eseguito un numero di prove di compressione doppio rispetto alle prove di trazione eseguite.

A causa della disomogeneità interna dei laterizi, porzioni diverse dello stesso mattone hanno fornito valori di resistenza a compressione variabili tra 6 e 9 N/mm².

Questi dati sono in sostanziale accordo con quelli ottenuti dalla campagna di prove eseguita dal prof. Bartelletti (Fig. 2.27). La maggior parte dei mattoni ha una resistenza a compressione compresa fra 6 e 9 N/mm².

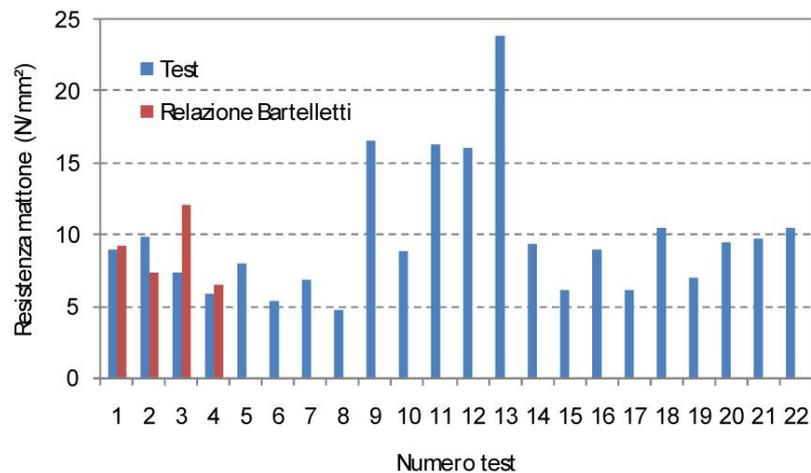


Figura 2.27 Confronto fra le resistenze dei mattoni con differenti metodologie¹⁴

Sono stati scartati i mattoni che hanno fornito resistenze molto elevate, di oltre 30 N/mm², analoghe a quelle dei mattoni moderni. Questi campioni, già visivamente molto diversi da quelli presenti nell'atrio, provengono probabilmente dalle recenti ristrutturazioni o dai mattoni dalle migliori caratteristiche utilizzati nelle canne fumarie. I valori di resistenza ottenuti sono comunque molto bassi anche in relazione all'epoca di costruzione e sono tipici dei mattoni comuni, fatto insolito perché di solito i Caselli impiegavano mattoni forti, con resistenza di almeno 15 N/mm², per i pilastri dei loro edifici.

Stima della resistenza a compressione della muratura

Il confronto di tutti i dati ricavati dalle prove effettuate sul Politeama permette di stimare la resistenza a compressione della muratura.

Dalle prove sclerometriche è risultato per l'atrio un valore medio della resistenza a compressione di 2.5-3.7 N/mm². Valori simili (2.8-4.17 N/mm²) sono stati misurati sui due muretti estratti dal V piano e citati nella relazione prof. Bartelletti. Tali risultati sono in linea con quelli previsti dal DM 2008 per murature di mattoni e malta di calce.

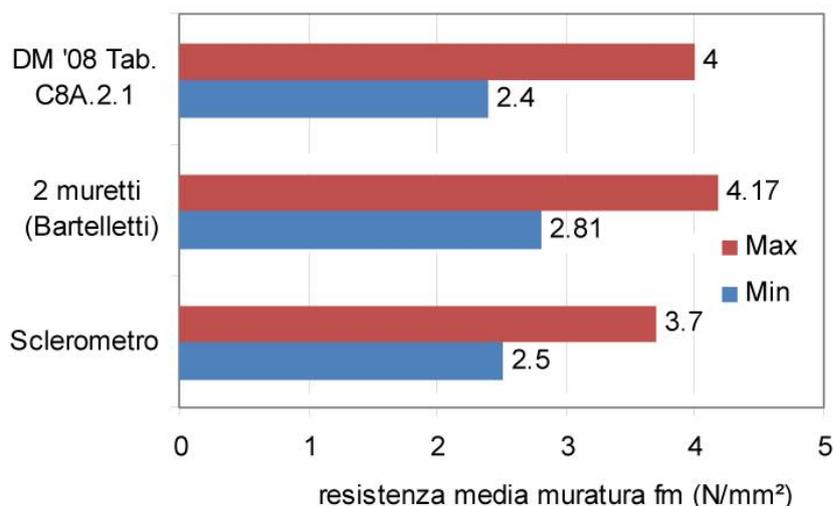


Figura 2.15 Resistenza media della muratura

Risultano invece molto bassi per questo tipo di muratura, e infatti compresi fra 360 e 285 N/mm², i moduli elastici, ottenuti dalle curve sforzi-deformazioni e riportati nei certificati di prova.

Le due prove distruttive della relazione Bartelletti possono essere utilizzate per determinare la resistenza caratteristica della muratura da impiegare nelle analisi strutturali. Questa è stata calcolata seguendo le indicazioni della normativa ferroviaria europea (UIC,2007), l'Eurocodice 6 (1998) e il D.M. 2008 per una malta M2.5 e una resistenza dei mattoni di 6 e 9 N/mm². I valori ottenuti sono riportati in Fig. 2.29.

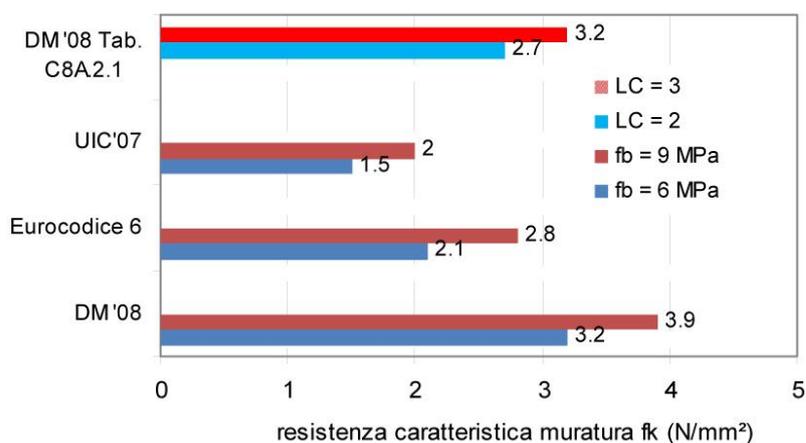


Figura 2.16 Resistenza caratteristica della muratura calcolata in funzione dalla resistenza di malta e mattoni: confronto tra alcune formulazioni normative.

La resistenza a compressione media della muratura è quindi stimata intorno ai 2.5 N/mm² per la muratura dell'atrio, e pari circa a 3.7 N/mm² al quinto piano. Sebbene questi valori siano in linea con quelli previsti dal DM 2008 per gli edifici esistenti, sono tuttavia molto bassi se confrontati con quelli delle murature Antonelliane e Caselliane, che sono di solito tre volte superiori. Ad esempio, in Antonelli (1885) sono riportate alcune prove su pilastri in muratura di diverse dimensioni. I pilastri sono realizzati con mattoni *“comunemente ritenuti migliori per le ordinarie costruzioni di Torino, e provenienti dalle ben note fornaci della Loggia”* con resistenza media di 14.4 N/mm². I giunti di malta, dello spessore di 7-10 mm sono realizzati con malta di calce di Casale. Le prove di compressione forniscono resistenze di circa 9 N/mm² e tensioni di fessurazione di 6 N/mm².

In Mattone et al. (1982) si descrivono alcune prove su muretti prelevati dall'Ospizio della Carità di Torino. Inoltre, si provano alcuni muretti ricostruiti con mattoni dell'Ospizio di Carità e malta di calce di Casale. La malta ha una resistenza di 4.7 N/mm², ben più alta dei 2 - 2.5 N/mm² misurati nel Teatro. La resistenza dei mattoni provati è di circa 25 N/mm² contro i 6-9 N/mm² di quelli impiegati nel Teatro Verdi. La resistenza dei muretti originali e di quelli ricostruiti si aggira intorno ai 9.2 - 9.5 N/mm², mentre la tensione di fessurazione è di 5.8-6 N/mm². Entrambe le prove forniscono resistenze sensibilmente maggiori di quelle misurate per la muratura del Teatro Verdi.

Analisi diffrattometrica e petrografica

I due campioni di mattone prelevati in corrispondenza di lesioni dei pilastri dell'atrio sono entrambi molto friabili e si sbriciolano per pressione delle dita; quello proveniente dal secondo piano, invece, è tenace e si spezza senza sbriciolarsi.

All'interno dell'impasto dei laterizi si notano inclusioni e granuli identificabili anche a occhio nudo costituiti da frammenti di cotti di riuso (macinati ed impiegati come inerti) e pezzetti di carbone.

La cottura è avvenuta correttamente ad alta temperatura, come conferma la vetrificazione diffusa e omogenea del fondo; tuttavia l'eccessiva quantità di inerti, dovuta ad errori nella miscela scelta per l'impasto oppure all'impiego di argille ricche in quarzo, ha impedito la formazione di un impasto omogeneo. Il legante è insufficiente a cementare efficacemente fra loro gli inerti e questo porta ad un'elevata porosità dei

laterizi e ad una spiccata sensibilità all'acqua che nel tempo decompone il legante, provocando la polverizzazione dei mattoni.

Il campione prelevato al secondo piano si presenta impregnato d'acqua proveniente da una perdita persistente e ha un'umidità relativa del 15%, mentre nei campioni prelevati dai pilastri rotti dell'atrio non è stata rilevata presenza d'acqua (umidità relativa 0-0,5%), segno che recentemente non sono stati soggetti ad umidità. Inoltre, non sono stati riscontrati segni di degrado chimico occorso nel tempo, né dovuto alla presenza di acqua né ad altre cause.

Le malte analizzate sono molto friabili e si riducono facilmente in polvere con la sola pressione delle dita. Sono composte prevalentemente da quarzo e carbonati e risultano disomogenee per quanto riguarda le dimensioni dei granuli presenti. Le analisi hanno escluso la presenza di composti cementizi.

I campioni di malta sono caratterizzati da molte inclusioni e impurità. La malta prelevata dal pilastro B4 contiene sabbia con numerose impurità e calcinelli che denotano una scarsa qualità di composizione e miscelazione dell'impasto. Nel campione sono state rinvenute sostanze suscettibili di espansione in presenza di acqua, possibile causa di fratturazione e disgregazione dei giunti in caso di esposizione prolungata all'umidità, ma non sono stati rilevati segni di degrado occorso o in atto.

Il campione di malta prelevato dal pilastro A6 si presenta invece in condizioni di degrado avanzato, da imputarsi alla scarsa qualità della calce utilizzata oppure all'impiego di acqua con un'alta percentuale d'impurità (alto tenore di cloruri, presenza di sostanze organiche).

L'intonaco analizzato è classificato come carbonatico e non contiene sostanze cementizie. La coesione dell'impasto è scarsa, si notano inoltre calcinelli diffusi anche della dimensione di 5mm.

Tipo di prova	Localizzazione	Risultati ottenuti
INDAGINE VISIVA	Intero fabbricato	<ul style="list-style-type: none"> ▪ muratura dei pilastri dell'atrio realizzata con malta di calce in giunti regolari, di spessore 8-10 mm ▪ mattoni di dimensioni 24x12x6cm ▪ qualità dei mattoni omogenea, anche se talvolta sono presenti mattoni più scuri. ▪ mattoni non molto forti che si incidono facilmente con una chiave ▪ presenza di difetti nei mattoni (inclusioni e cavità) ▪ muratura originale apparentemente uguale ai diversi piani
PROVE SONICHE	Pilastri piano terra	<ul style="list-style-type: none"> ▪ omogeneità del materiale
PROVE SCLEROMETRICHE SU MATTONI IN OPERA	33 diverse zone ai vari piani	<ul style="list-style-type: none"> ▪ omogeneità della muratura (eccetto al piano 2 dove sono stati trovati due campioni con risultati vistosamente anomali, forse relativi a successivi interventi di ristrutturazione) ▪ resistenza media muratura: 2.5-3.7 N/mm²
PROVE SCLEROMETRICHE SU GIUNTI DI MALTA IN OPERA	33 diverse zone ai vari piani	<ul style="list-style-type: none"> ▪ resistenza: 2-2.5 N/mm² → malta classificata come M2.0-M2.5
PUNCHING TEST SU CAMPIONI DI MALTA	V piano	<ul style="list-style-type: none"> ▪ risultati dispersi ▪ malta classificata come M2.0-M2.5
PROVA DI FLESSIONE SU TRE PUNTI SU CAMPIONI DI LATERIZIO	V piano, altri piani in corrispondenza delle canne fumarie	<ul style="list-style-type: none"> ▪ disomogeneità interna dei laterizi → dispersione di risultati ▪ resistenza a trazione per flessione: 0,94-6,93 N/mm². ▪ modulo elastico basso
PROVA DI COMPRESSIONE DIRETTA SU CAMPIONI DI LATERIZIO	V piano, altri piani in corrispondenza delle canne fumarie	<ul style="list-style-type: none"> ▪ disomogeneità interna dei laterizi → dispersione di risultati ▪ resistenza compresa fra 6 e 9 N/mm² per la maggior parte dei mattoni
ANALISI CHIMICHE-PETROGRAFICHE	Pilastri dell'atrio, parete interna del secondo piano	<ul style="list-style-type: none"> ▪ malte friabili con inclusioni e impurità, composte prevalentemente da quarzo e carbonati, disomogenee per dimensione dei granuli ▪ intonaco carbonatico privo di sostanze cementizie ▪ scarsa coesione dell'intonaco con presenza di calcinelli di 5mm ▪ umidità relativa del 15% al primo piano per una perdita, ma trascurabile (0-0,5%) nei pilastri dell'atrio

Tabella 2.6 Riepilogo delle prove eseguite per la caratterizzazione meccanica dei materiali

- *Indagine endoscopica*

Nell'ambito della campagna endoscopica sono stati eseguiti saggi sulle pavimentazioni di quattro diverse aree dello stabile: il locale dell'archivio “Germinal” al secondo piano, l'appartamento Iacopini al quinto piano, un vano al primo piano e il bagno dell'appartamento Volpi al quarto piano.

Il saggio 1 è stato eseguito nell'“Archivio Germinal” dopo aver rimosso alcune mattonelle della pavimentazione esistente, la malta di allettamento e vari spessori di materiale più o meno alleggerito e legato a ricarico della volta fino a ritrovare l'estradosso della volta stessa. I vari strati di materiale sopra la volta in spessore totale di cm 22 sono costituiti da scorie, pezzi di mattoni pieno, mattoni doppio UNI, mattonelle, fibre di legno, malta, ecc. compreso lo spessore della malta di allettamento della pavimentazione. Il piano dell'indagine endoscopica è quindi a – 22 cm dal piano pavimentazione esistente. Il foro è passante in tutto spessore fino al vano sottostante.

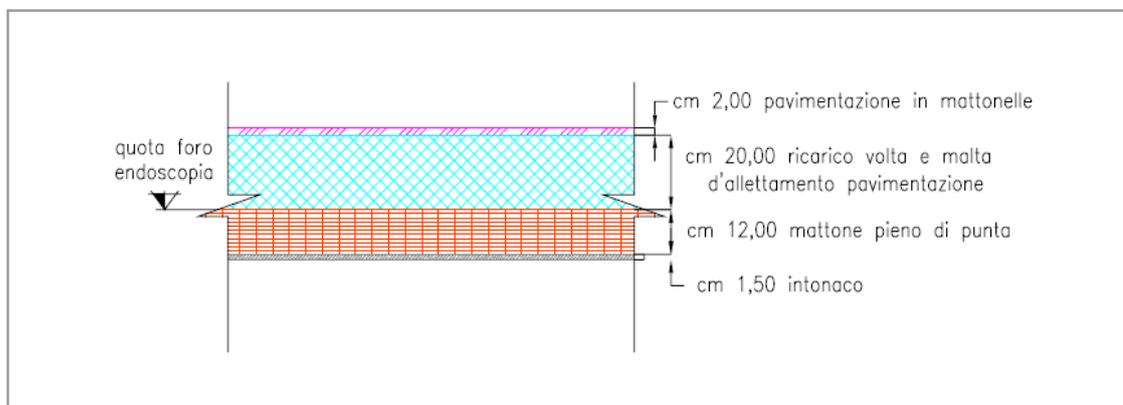


Figura 2.30 Sezione endoscopica saggio 1

Il saggio 2 è stato effettuato sulla pavimentazione dell'appartamento Iacopini al quinto piano dopo aver rimosso il parquet, lo strato di livellamento, il massetto alleggerito e una parte di massetto in calcestruzzo per uno spessore totale di cm 15,5-16 cm, che rappresenta quindi la quota del foro endoscopico rispetto al piano di calpestio del vano stesso.

Il foro è stato eseguito passante al piano inferiore nell'appartamento Volpi e la misura dello spessore totale da intradosso arco Volpi a piano di calpestio vano Iacopini nel punto indagato è di 60 cm.

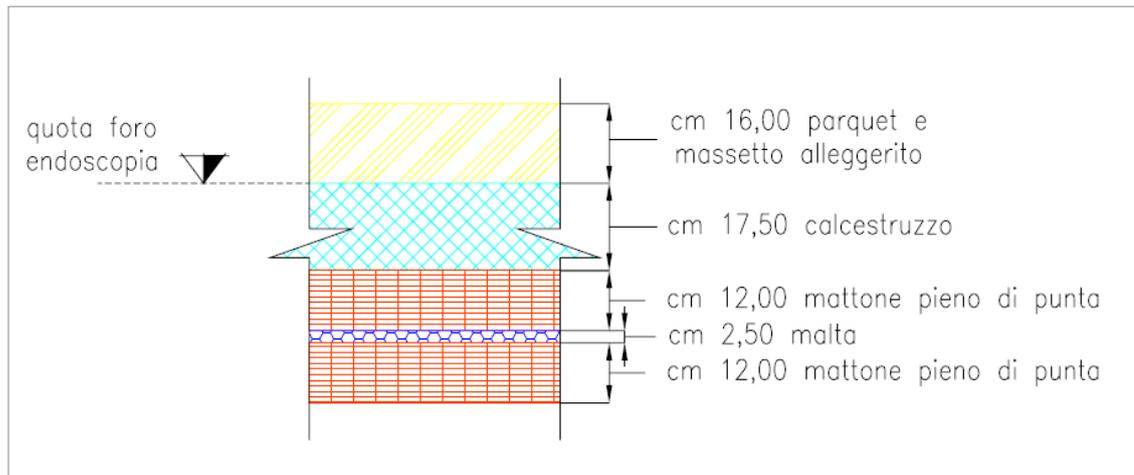


Figura 2.31 Sezione endoscopica saggio 2

Il saggio 3 è stato eseguito passante sulla pavimentazione del vano soprastante il locale foyer-biglietteria, in corrispondenza di una zona adiacente al primo pilastro collassato. Sono stati rimossi manualmente la pavimentazione in mattonelle e vari strati di ricarica sopra la volta (per uno spessore di circa 25 cm + 1 cm di cappa di malta), fino a raggiungerne il piano dell'estradosso laterizio da cui abbiamo condotto l'endoscopia.

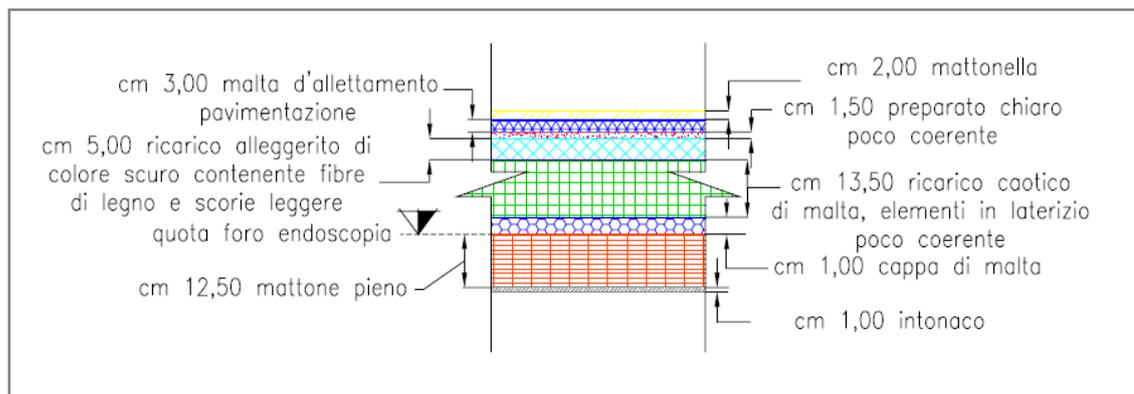


Figura 2.32 Sezione endoscopica saggio 3

Il saggio 4 ha interessato il pavimento del bagno dell'appartamento Volpi al 4° piano. E' stato rimosso uno spessore di circa 6 cm di tale massetto cementizio e il livello ottenuto ha costituito il piano di riferimento delle misure endoscopiche.

Per motivi logistici (presenza della vasca) non è stato possibile eseguire una perforazione verticale.

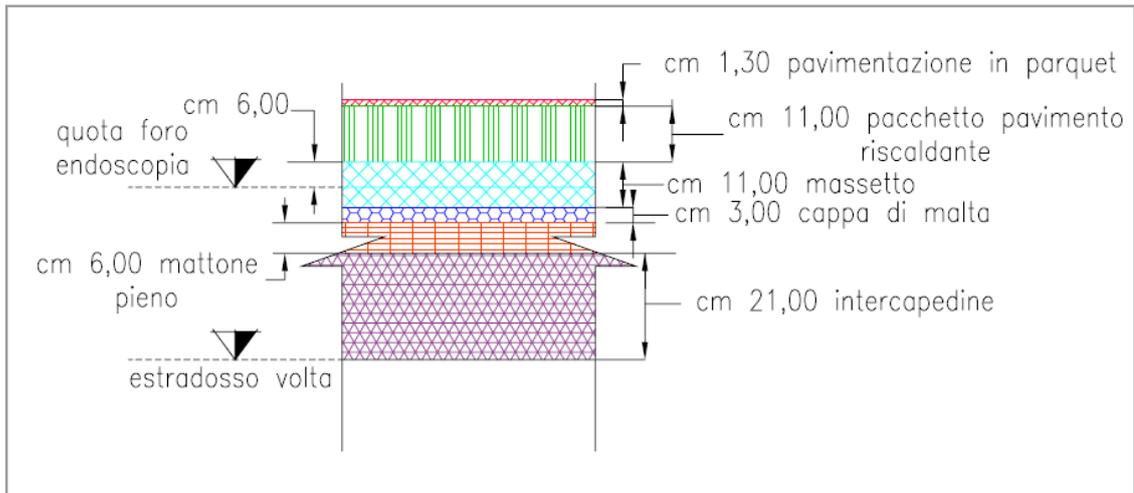


Figura 2.17 Sezione endoscopica saggio 4

3 Patologie e dissesti statici

3.1 Storia dei dissesti

Dal rilievo del danno dell'edificio in esame è emersa la presenza di macchie di umidità, lesioni e rimaneggiamenti negli elementi strutturali, corrosione e taglio di catene, crolli di volte e solai.

- *Danni legati all'umidità*

Fin dagli anni '90, quando la ristrutturazione del complesso del Politeama era ancora in corso, è emersa la presenza di danni all'edificio quali crolli e infiltrazioni dovuti ad una non corretta gestione del cantiere ancora aperto e più specificatamente alla mancanza di apprestamenti utili all'allontanamento delle acque meteoriche.

Nel 1994 le infiltrazioni hanno portato al crollo di una volta di copertura e di parte dei solai ai piani sottostanti.

Problemi legati alle infiltrazioni d'acqua si sono verificati anche negli anni successivi. Nel 2002 il sig. Bologna, gestore del cinema Marconi, ha denunciato l'esistenza nel locale di infiltrazioni che hanno causato sfogliazione, degrado di malta e laterizi, danni agli stucchi e agli affreschi e il deterioramento dell'intonaco.

Sono stati riscontrati importanti danni dovuti all'umidità anche in altre parti dell'edificio. I sopralluoghi effettuati dall'Ufficio Tecnico del Comune di Carrara nel 2004 hanno accertato la presenza nella sala Germinal di umidità diffusa con un conseguente danneggiamento degli apparati decorativi (Figura 3.1). Da qui è nata la necessità di nuovi lavori di restauro in aggiunta a quelli che si erano appena conclusi. Ancora oggi nel locale si possono osservare estese macchie di umidità che compromettono l'integrità delle pitture.



Figura 3.1 Macchie di umidità nella Sala Germinal

L'umidità ha inoltre ridotto in condizioni di faticenza la cucina dell'associazione degli anarchici, le volte celate dal controsoffitto del negozio Benetton e la biglietteria del teatro.

- *Lesioni negli elementi strutturali*

Ad oggi si ha a disposizione un rilievo del quadro fessurativo esteso a tutto l'edificio. L'atrio è la zona che ha manifestato maggiore sofferenza e in cui è concentrata la prevalenza delle lesioni.

Il giorno 23 giugno 2008 un pilastro in muratura nell'atrio lato biglietteria del Teatro Verdi Politeama ha manifestato importanti lesioni da schiacciamento lungo tutto il perimetro. La rottura è avvenuta all'improvviso e senza evidenti segnali premonitori, fatta eccezione per un modesto distacco d'intonaco notato qualche giorno prima.

Il 24 giugno, in condizioni di strettissima urgenza e precarietà, le squadre dei Vigili del Fuoco hanno eseguito un intervento di rinforzo temporaneo sul pilastro fessurato. L'intonaco è stato rimosso per osservare l'entità delle lesioni, visibili in Fig. 3.2.



Figura 3.2 Lesioni sui quattro lati del pilastro B4

Il consolidamento del pilastro è stato realizzato attraverso un avvolgimento con lamiera, al cui interno è stata colata malta ad alta resistenza (Pagel Ancorfix 705). Durante le operazioni il pilastro è “rigonfiato” visibilmente, a testimonianza del collasso in atto.

Il 26 giugno 2008 è stato eseguito un ulteriore intervento di rinforzo che ha interessato otto pilastri dell'atrio. Tale operazione è stata realizzata in condizioni di estrema urgenza e pensata, quindi, semplicemente come provvisoria. Ad essa è stato affiancato un sistema di puntellamento sistematico degli archi con puntelli PERI PEP 20-500 con l'obiettivo di ridurre il carico che grava sui pilastri.

Le colonne sono state rinforzate con una struttura in acciaio costituita da profili angolari collegati da calastrelli orizzontali. L'interazione con la muratura si verifica solamente in corrispondenza di questi ultimi tramite piastre in acciaio spinte da cunei, il cui compito è quello di impedire il distacco di grosse porzioni di muratura.

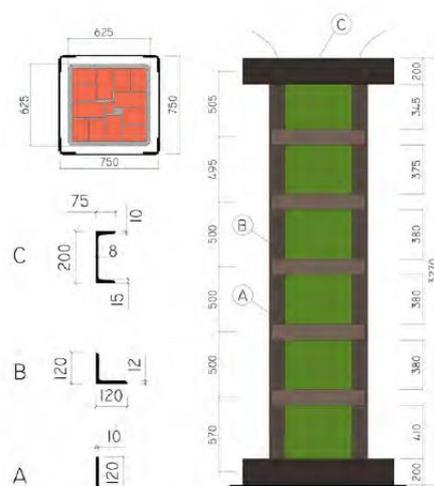


Figura 3.3 Intervento di rinforzo provvisorio

Tale intervento ha lo scopo di scaricare direttamente sulla struttura in acciaio le sollecitazioni che prima gravavano sul pilastro lesionato. In altre parole, se la muratura dovesse cedere, la quota di carico che questa non sarebbe più in grado di portare sarebbe trasferita al pavimento (Figura 3.11b) dalla struttura in acciaio che, a sua volta, la riceverebbe dai sovrastanti archi in muratura. Il trasferimento del carico dal pilastro agli archi in muratura avviene tramite zeppe di legno o laterizio sigillate con malta (Fig. 3.11a).



Figura 3.4 a) Zona di trasferimento dei carichi dagli archi in muratura alla colonna in acciaio
b) Particolare dell'appoggio del rinforzo in acciaio sul pavimento e la moquette dell'atrio

Attraverso questo sistema il carico dovrebbe quindi scendere fino ai pilastri sottostanti del seminterrato, che hanno sezioni maggiori e sono aiutati dalle pareti. L'intervento di rinforzo delle colonne è stato comunque eseguito dopo aver verificato che tali pilastri avessero una sezione adeguata a sorreggere gli sforzi dovuti alla modifica introdotta; in ogni caso alcuni di essi sono stati rinforzati con lo stesso sistema utilizzato nell'atrio.

Alcuni dei pilastri rinforzati presentavano fessure verticali da schiacciamento; tuttavia bisogna evidenziare che è stata rinforzata la colonna C3, non fessurata che porta un solo piano, ma non il pilastro B6 su cui grava il peso di cinque piani e che presenta una fessurazione diffusa.

Per monitorare un'eventuale evoluzione delle lesioni, su alcuni pilastri sono state incollate basi di misura per trasduttori meccanici di spostamento. Le letture effettuate nei giorni immediatamente successivi alla comparsa delle fessure non hanno evidenziato nessuna deformazione significativa. Dopo un anno circa, invece, è stata segnalato uno sviluppo del quadro fessurativo. In particolare il gestore del cinema ha riferito la

comparsa di nuove lesioni su una parete e sulla parte bassa del pilastro A6, ancora intonacata e fuori dalla zona monitorata.

È tuttavia difficile confermare quanto riportato in merito alle fessure, sia perché sono esterne alla zona monitorata, sia perché quelle meno recenti non sono state tutte evidenziate in modo da rendere certa ed immediata l'individuazione di nuove fessure.

Per evitare che queste incertezze si ripresentassero nuovamente, nel 2009 tutte le lesioni dei pilastri sono state segnate con un pennarello nero. Il 26 giugno 2009 è stato inoltre eseguito un rilievo fotografico del quadro fessurativo dei pilastri dell'atrio, i cui risultati sono riportati in Fig. 3.5.

Il 30 ottobre dello stesso anno è stato osservato il distacco con espulsione di alcuni frammenti di laterizio del pilastro A6 ed è stata fatta una nuova serie di fotografie che non ha tuttavia evidenziato nuove lesioni importanti.

Sono state allora ripetute le letture del monitoraggio sul pilastro A6. Le curve in Fig. 3.6, ottenute diagrammando i risultati in funzione del tempo, mostrano che le fessure in un anno si sono aperte di circa 1 mm e confermano un'evoluzione del quadro fessurativo ancora in atto, con conseguente dilatazione trasversale del pilastro.

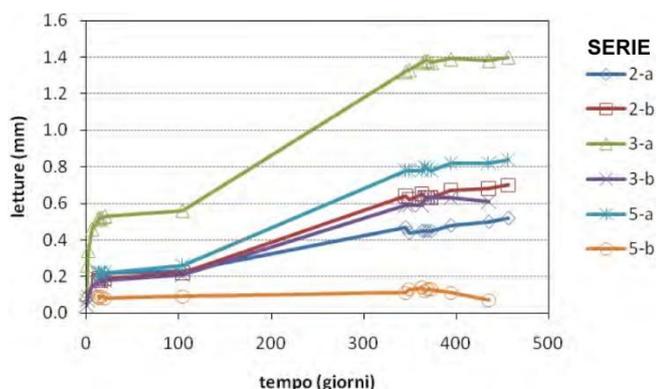


Figura 3.5 Diagramma del monitoraggio delle lesioni sul pilastro A6

Il rilievo delle lesioni è stato poi esteso a buona parte dell'edificio al fine di comprendere meglio la loro causa scatenante.

In una parete al primo piano sopra alla biglietteria, tra il pilastro B3 e quello lesionato B4, è presente una fessura a taglio con inclinazione di 45° rispetto l'orizzontale.



Figura 3.6 Lesione a taglio nella parete del primo piano posta sopra la biglietteria

Tale lesione si ripropone anche al piano superiore, nella segreteria del “Circolo degli Anarchici” (Fig. 3.7). Accanto alla porta della stanza si può notare anche una fessura orizzontale dovuta all’abbassamento della parete di tamponamento.



Figura 3.7 Lesioni nella parete della segreteria del “Circolo degli Anarchici”

Entrambe le lesioni, successive al recente tinteggio, sono compatibili con l’abbassamento prodotto dallo schiacciamento del pilastro B4 e con un comportamento ad arco della muratura attigua, rinforzata dalle catene degli archi.

Sempre nella segreteria del “Circolo degli Anarchici” la muratura dei pilastri A2 e A3 presenta fessure verticali da compressione, riscontrabili solo sul lato non intonacato opposto alla sala Germinal.



Figura 3.8 Lesioni da compressione nei pilastri al secondo piano

Nelle pareti dell'edificio prossime al cortile interno si rileva un quadro fessurativo piuttosto diffuso che si manifesta con lesioni a taglio inclinate di 45° sugli elementi murari e su alcuni architravi. Le fessure non sono recenti, in quanto si presentano annerite ed arrotondate nei bordi, e, almeno fino al 2009, non sembravano in evoluzione.

Per quanto riguarda il teatro propriamente detto, invece, non è stato possibile risalire al reale stato fessurativo in quanto la recente ristrutturazione, avvenuta nel 2004, ha coperto le eventuali lesioni.

É stata rilevata la presenza di molte nicchie ricavate nella muratura per esigenze impiantistiche. Alcuni cavedi sono contemporanei alla costruzione della fabbrica, altri sono stati realizzati nel corso della ristrutturazione dell'ala sinistra per l'apertura di canne fumarie dove alloggiare le nuove canalizzazioni.

L'apertura delle canne fumarie, avvenuta anche vicino a pilastri collassati, ha talvolta richiesto la demolizione di ampie porzioni di muratura. L'uso del martello demolitore ha prodotto vibrazioni che hanno interessato i pilastri vicini, creando una situazione di sofferenza nella muratura.

Sondaggi eseguiti a campione sui pilastri più sollecitati hanno evidenziato che alcuni di questi sono stati rimaneggiati nel tempo. Ad esempio, nel seminterrato sono stati realizzati fori per il passaggio degli impianti. In un pilastro tra la banca ed il negozio di abbigliamento è stata inserita una cassaforte, mentre in una colonna tra il negozio di abbigliamento ed il teatro è presente una vecchia nicchia.

Nel bar, inoltre, si nota un pilastro più grande degli altri, con lato 95 cm. Questo è stato rinforzato con una camicia di mattoni doppio-UNI in quanto, nei primi anni '90,

successivamente alla realizzazione del tetto e della nuova scala in cemento armato, aveva mostrato delle lesioni.

- *Corrosione e taglio di catene*

Nel rilievo delle lesioni si è posta molta attenzione allo stato di conservazione delle catene. Alcune catene risultano intaccate dalla ruggine, alle volte in modo tale da comprometterne il funzionamento o da causarne la rottura. Altre presentano interruzioni, riconducibili sia ad un loro tranciamento che all'azione combinata di corrosione e tensione.

In molte parti dell'edificio le infiltrazioni d'acqua hanno causato l'ossidazione e la corrosione delle catene, possibili cause di una diminuzione di sezione e quindi allungamenti nocivi alla staticità della struttura. Non è stato tuttavia possibile controllare in modo sistematico questa condizione in quanto molte catene sono inglobate all'interno della muratura.

- *Crollo di volte e solai*

In data 5 marzo 2011 si è registrato il crollo di un solaio al terzo piano dell'ala sinistra del Politeama, già sotto sequestro dal 2008. Il crollo, avvenuto in una porzione di 200 metri quadrati del complesso, non transennata, ha poi originato un effetto catena e si sono sbriciolati anche i sottostanti solai al secondo e primo piano. In seguito all'evento sono stati evacuati diversi negozi e appartamenti.

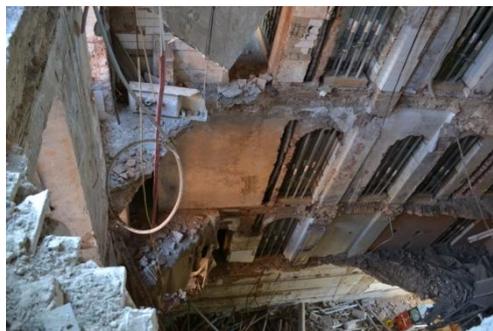


Figura 3.9 Zona del crollo

Danno	Localizzazione	Data	Intervento di messa in sicurezza
Crollo di una volta di copertura e di parte dei solai ai piani sottostanti		1994	
Sfogliazione, degrado di malta e laterizi, danni agli stucchi e agli affreschi, deterioramento dell'intonaco	Cinema-Teatro Marconi	2002	Ristrutturazione
Umidità diffusa, danneggiamento dell'apparato decorativo	Sala Germinal	2004	
Lesioni da schiacciamento	Pilastrini dell'atrio	Giugno 2008	Struttura in acciaio costituita di profili angolari collegati da calastrelli orizzontali
	Pilastro del bar		camicia di mattoni doppio-UNI
	Muratura dei pilastri A2 e A3 al secondo piano		Nessuno
Lesioni da taglio inclinata a 45°	Parete fra i pilastri B3 e B4 al primo e secondo piano		Nessuno
	Architravi e pareti prossime al cortile	Non recente	Nessuno
Distacco degli intonaci, distacco della malta dai mattoni con fessurazione della muratura	Pilastrini vicini all'apertura di canne fumarie		
Ossidazione, corrosione, diminuzione di sezione, allungamenti nocivi delle catene	Varie parti dell'edificio		
Crollo solai	Ala sinistra piani I, II e III	5 marzo 2011	

Tabella 3.1 Cronologia dei dissesti

3.2 Analisi delle possibili cause di dissesto

▪ *Rimozione e rottura catene*

Nel complesso edilizio del Politeama le catene sono il principale elemento di protezione antisismica delle murature. L'interruzione della continuità del sistema di catene potrebbe peggiorare la risposta strutturale in caso di sisma ed essere quindi la causa di dissesti e stati tensionali non sopportabili dalla muratura.

Al fine di accertare l'integrità delle catene passanti attraverso le canne fumarie, è stata effettuata una verifica videoispettiva dei camini. Questa ha interessato solamente quattro canne fumarie localizzate nell'ala sinistra in prossimità del pilastro collassato, con l'obiettivo di accertare se le cause del suo collasso potessero essere collegate alla rimozione o rottura di alcune catene nelle vicinanze.

Dalle ispezioni è stato possibile identificare cinque catene, di cui una sola tagliata. Poiché le sezioni di tranciamento appaiono corrose e arrugginite si è ritenuto che il taglio fosse molto datato e probabilmente dovuto alla dismissione di una catena provvisoria durante la realizzazione del palazzo.

Tramite la verifica videoispettiva si è accertato il passaggio dei tubi al fianco delle catene, senza manomissioni di queste ultime. Non è però possibile escludere categoricamente il tranciamento di catene a filo del muro, in quanto queste sarebbero difficili da osservare a video, vista sia la loro ridotta e varia dimensione sia il colore molto simile a quello dei mattoni. Questa possibilità potrebbe verificarsi nei casi in cui il camino sia stato parzialmente o totalmente ricostruito.

Per rilevare la posizione delle catene è stata inoltre eseguita una verifica impiegando un ferrosca, strumento che permette di individuare la presenza di metalli all'interno di altri materiali. Il quadro così ottenuto non è però completo, in quanto questo dispositivo non consente di identificare le catene poste in profondità nella muratura.

Per la stessa ragione non si conosce il numero e la localizzazione delle catene rimosse nelle ristrutturazioni. È comunque certo che un gran numero di catene siano state eliminate o tagliate nella demolizione di archi e volte, sostituiti con solai latero-cementizi o misti in acciaio. Questo è avvenuto per alcune volte del quarto piano, per la totalità di quelle nell'ala sinistra del quinto piano e per la copertura sia nella parte centrale sia nell'ala destra.

Bisogna tuttavia osservare che gli effetti a terra dovuti all'asportazione delle catene ai piani alti vengono smorzati sensibilmente dall'elevato carico verticale gravante sui pilastri (ricentrimento del carico). Inoltre, ai piani alti non sono stati rilevati evidenti e pericolosi segni di dissesto riconducibili al danneggiamento degli incatenamenti.

- *Effetti dell'umidità*

È ormai noto da tempo l'effetto negativo che la presenza di acqua ha avuto sull'edificio. Le analisi chimiche effettuate sulla muratura hanno evidenziato che i mattoni e la malta sono sensibili all'acqua, che causa la fratturazione dei mattoni in scaglie e la loro progressiva sfogliazione. Alcuni studi sperimentali hanno inoltre mostrato che i mattoni imbibiti d'acqua hanno una resistenza pari al 70% di quella dei mattoni asciutti.

Da qui è stato possibile spiegare come le infiltrazioni che interessano l'edificio abbiano portato al fenomeno di sfarinamento che è stato diffusamente rilevato sia nelle pareti sia nelle volte.

Nei giorni di pioggia è stata osservata la presenza di consistenti infiltrazioni nel complesso edilizio. L'acqua meteorica percorre le canalizzazioni verticali che la distribuiscono ai vari piani, dove ruscella copiosamente su archi, volte e muri. In alcuni punti, come nella zona soprastante la biglietteria del cinema, l'acqua forma pozzanghere sui pavimenti arrivando a saturare i laterizi delle volte sottostanti, dalle quali poi gocciola o percorre i muri.

La maggior parte delle vie di entrata dell'acqua sembra localizzata nell'ala sinistra in ristrutturazione, in corrispondenza delle canne fumarie aperte durante i lavori, e nella copertura piana del cavedio.

I pilastri fessurati, sebbene molto vicini alla biglietteria, non mostrano tracce evidenti di umidità. Dalle analisi chimiche è infatti emerso che essi sono caratterizzati da un'umidità relativa trascurabile rispetto a quella misurata nelle zone imbibite d'acqua. La rottura delle colonne non è di conseguenza direttamente imputabile alle infiltrazioni d'acqua. Queste rimangono comunque un fattore di rischio da non sottovalutare a causa della loro vicinanza con la zona lesionata ed è necessario controllarle per evitare di compromettere ulteriormente la struttura.

- *Cedimenti del terreno*

Una possibile causa del dissesto dei pilastri dell'atrio del Teatro Politeama potrebbe imputarsi a cedimenti differenziali del terreno.

Sebbene la struttura, costituita da archi e volte su colonne, sia stata concepita come isostatica, le pareti in muratura e le catene la rendono in qualche modo iperstatica, e quindi sensibile ai cedimenti di fondazione. Questi potrebbero causare, grazie all'iperstaticità, una redistribuzione delle azioni tra le colonne. I pilastri che gravano su una zona cedevole si scaricherebbero quindi a danno di quelli appoggiati su un terreno più stabile.

La presenza di cedimenti differenziali di fondazione permetterebbe di spiegare le numerose fessure, caratterizzate dalla stessa inclinazione, presenti nella zona attigua al cortile interno dell'ala sinistra. La maggior parte delle fessure appaiono annerite nei bordi e sono quindi datate, tuttavia si osservano anche lesioni recenti che potrebbero indicare un fenomeno ancora in evoluzione.

Il cedimento differenziale di fondazione nella zona del cortile potrebbe essere stato causato dalla presenza di acqua nel terreno, associata alle esigue fondazioni superficiali. Questa ipotesi è supportata dalla presenza in loco di una vasca interrata di raccolta delle acque piovane, oggi in disuso, oltre che dai problemi di regimentazione delle acque creati da alcuni pluviali che scaricano liberamente nel cortile.

Per confermare questa supposizione, in assenza di un monitoraggio dei cedimenti nel tempo e di informazioni specifiche sulla natura del terreno, di cui si sa solo essere costituito da argilla compatta frammista a ghiaia, si è pensato di verificare se in prossimità dei pilastri i dislivelli del pavimento originale dell'atrio fossero sensibilmente maggiori delle tolleranze di esecuzione del pavimento stesso.

I dati mostrano una depressione nella zona attigua al cortile con cedimenti dell'ordine dei 20-30 mm, ma non permettono di confermare la presenza di cedimenti differenziali in quanto gli abbassamenti misurati rientrano nelle tolleranze di posa dei pavimenti.

- *Sostituzione solai*

Come precedentemente descritto, nell'ala sinistra dello stabile tutte le volte del quinto piano e alcune di quelle del terzo e del quarto sono state sostituite con solai in latero-cemento sostenuti da travi in acciaio.

I solai originari erano realizzati con sottili volte in foglio appoggiate alternativamente su archi e su rotaie in acciaio. Poiché il sottotetto era accessibile, ma non abitabile, la pavimentazione a questo livello era costituita da leggere piastrelle in laterizio, tipiche dei sottotetti dei Caselli.

La quota di calpestio dei solai è stata abbassata, rispetto all'imposta degli archi, di circa 40 - 42 cm. È stato inoltre rilevato che durante le opere di demolizione alcuni archi sono stati rimaneggiati, mentre alcuni pilastri presentano una rastremazione.

A causa della sostituzione parziale dei solai, nelle zone in cui si trovano affiancati archi e solai latero-cementizi viene a mancare l'autocompensazione delle spinte laterali dovuta all'interazione tra archi e volte attigue, caratteristica principale dello schema statico di questo edificio. In questo modo nascono spinte laterali nocive per i pilastri che non possono essere assorbite a causa della rimozione di molte catene nelle fasi di demolizione delle volte.

Come conseguenza si ha una ridistribuzione delle azioni sulla muratura di cui è difficile valutare gli effetti, essendo questi dipendenti da una molteplicità di fattori quali la successione delle operazioni di demolizione, il numero e la posizione delle catene.

In aggiunta a questo, la sostituzione delle volte con solai latero-cementizi trasforma il comportamento sismico del piano da deformabile a rigido, impedendo che le sollecitazioni si trasferiscano sugli elementi portanti in funzione della loro rigidità.

- *Lavori di demolizione*

Durante la ristrutturazione dell'ala sinistra le canne fumarie, anche vicino ai pilastri collassati, sono state aperte per alloggiare le nuove canalizzazioni verticali. Questo ha richiesto la demolizione di ampie porzioni di muratura, interrompendone così la continuità e riducendone il contributo resistente alle azioni sia verticali sia orizzontali. Le pareti dei camini, che, prima dell'intervento, irrigidivano i pilastri aumentandone la

resistenza, hanno ora perso questa funzione. Sono stati quindi ridotti l'ammorsamento e la resistenza dell'intera struttura.

Un'ulteriore diminuzione di resistenza ha avuto origine dai danneggiamenti, anche marcati, che hanno subito i pilastri adiacenti ai cavedi aperti.

Questo effetto è osservabile ponendo a confronto le caratteristiche geometriche (area A e momento d'inerzia I) del solo pilastro (condizione post-scassi) con quelle del pilastro con canna fumaria adiacente ammorsata e collaborante (condizione originaria).

Il contributo della canna fumaria aumenta la sezione resistente del pilastro del 46% e la sua rigidezza del 344% e contribuisce quindi a centrare le sollecitazioni flettenti prodotte da spinte non compensate.

Nel caso di scasso parziale i contributi scendono al 35% per quanto riguarda l'area e al 316% per quanto riguarda la rigidezza. L'apertura parziale o totale delle canne fumarie ha ridotto la rigidezza e la sezione resistente degli elementi verticali, modificando quindi lo stato tensionale nei pilastri. Non conoscendo però la reale disposizione delle catene risulta difficile quantificare tale effetto.

L'utilizzo del martello demolitore per l'apertura delle canne fumarie ha prodotto vibrazioni che hanno inevitabilmente interessato anche i pilastri attigui. Alcuni studi hanno evidenziato i danni che le vibrazioni possono produrre sulla muratura, dal semplice distacco degli intonaci fino al distacco della malta dai mattoni con fessurazione della muratura. Il livello di danneggiamento dipende dalla durata delle vibrazioni, dalla loro frequenza, dalla velocità di vibrazione della zona interessata e dal tipo di muratura su cui si interviene.

Nel caso del Politeama, non avendo informazioni sul tipo di martello demolitore utilizzato, la durata delle operazioni e la velocità di vibrazione delle struttura, non è possibile valutare il danneggiamento prodotto. Pur non rilevando fessurazioni macroscopiche nelle zone circostanti gli scassi, che risultano quelle più esposte al danneggiamento, rimane comunque certa una sofferenza della muratura dovuta ai lavori di demolizione.

- *Rifacimento della copertura*

Nei lavori di ristrutturazione che hanno interessato il complesso del Politeama negli anni '90 la copertura originale della parte centrale e dell'ala destra del fabbricato ha subito un rifacimento.

Osservando la copertura su via Roma, che non è stata modificata, si può notare come, nelle altre parti dell'edificio, la geometria del tetto sia cambiata rispetto a quella originale. In particolare, come si può vedere in Figura 3.10, il colmo del tetto originale era spostato verso Piazza Matteotti, mentre il colmo del tetto nuovo è stato alzato di circa 1.7 m e spostato verso monte.



Figura 3.10 Realizzazione del nuovo tetto

Per rifare il tetto, il sistema di archi e volte è stato completamente rimosso e sono stati costruiti nuovi pilastri in mattoni doppio UNI. I relativi progetti sono stati depositati al Genio Civile di Massa Carrara.

Non essendo note le fasi della demolizione, è difficile dire come si siano compensate in questa fase le spinte di archi e volte.

Sui nuovi pilastri è stata realizzata una struttura con travi in cemento armato e solai in laterocemento. Per spostare il colmo, la trave in cemento armato è stata appoggiata eccentricamente sui pilastri.

La sostituzione delle coperture ha determinato un aumento dei carichi sulla struttura sottostante: il tetto originale era più leggero, con un peso di circa 4 kN/m^2 , mentre la nuova ossatura in cemento armato ha un peso di circa 6.7 kN/m^2 , travi comprese.

Le analisi strutturali hanno mostrato che il nuovo tetto, realizzato con travi di luce molto diversa tra loro, non scarica in modo uniforme sui pilastri, ma sollecita maggiormente quelli più vicini alla volta centrale, che corrispondono alla zona lesionata.

Il tetto originale, invece, probabilmente, si scaricava in modo più uniforme di quello nuovo, anche se la mancanza dei disegni originali impedisce di avere certezza su questa ipotesi.

In ogni caso è necessario ricordare che la rottura del pilastro del bar è avvenuta poco dopo la sostituzione del tetto e dello scalone.

Il tetto è una struttura complessa che sostiene mediante tiranti metallici il solaio sottostante, realizzato con volte appoggiate su rotaie.

Con i lavori di ristrutturazione alcuni tiranti sono stati rimossi e non raggiungono più il tetto, ma sono stati annegati nel solaio. Inoltre le rotaie sono state rinforzate con profili metallici che permettono di scaricare i pesi direttamente sui pilastri. Questo ha modificato il comportamento strutturale sia del tetto sia del solaio. Non è chiaro come i tiranti di acciaio rimasti si colleghino alle travi in cemento armato; inoltre le saldature sono realizzate in modo asimmetrico su piastre eccentriche che generano momenti parassiti.

Il comportamento dei tiranti richiede particolare attenzione, in quanto un eventuale cedimento potrebbe avere conseguenze gravi sulle volte sottostanti. Dai rilievi è emersa una notevole deformazione delle rotaie, che hanno subito abbassamenti anche di 9-10 cm. Nasce pertanto qualche dubbio sul comportamento dei tiranti e sulla loro efficacia. La notevole deformazione delle rotaie fa infatti ipotizzare che queste si appoggino sulla muratura in gasbeton. Se questa tesi fosse verificata, un incremento di carico sulle volte verrebbe scaricato in parte sui tiranti e in parte sulle pareti e da queste sulla volta della sala Germinal.

- *Consolidamento delle volte e sostituzione delle pavimentazioni*

Nei lavori di ristrutturazione le volte sono state consolidate sostituendo i rinfianchi in terra o materiale leggero con getti in calcestruzzo e rete elettrosaldata. Sono state inoltre

posizionate nuove pavimentazioni e talvolta è stato realizzato un impianto di riscaldamento a pavimento.

Questi interventi, insieme alla sostituzione della copertura, hanno comportato un significativo aumento dei carichi sulla struttura, in particolare sui pilastri. La tabella 3.x permette di confrontare i pesi originari ed attuali degli elementi. Si può osservare come il peso delle volte, a seconda delle tipologia, sia passato da 3.5-4 kN/m² ad oltre 7 kN/m². Il peso delle pavimentazioni è rimasto intorno a 1 kN/m², mentre quelle riscaldanti arrivano anche 3 kN/m².

Tipologia	Peso originario (kN/m ²)	Peso attuale (kN/m ²)	Variazione (kN/m ²)	Variazione (%)
Volte				
V1	3.4	7.7 (IV impalcato) 7.3 (V impalcato)	+ 4.3 + 3.9	+ 126% + 115%
V2	4.0	7.1	+ 3.1	+ 78%
V3	3.4	9.0	+ 5.6	+ 165%
V4	2.4	4.8	+ 2.4	+ 100%
V5	3.6	3.6	0.0	0%
V6	3.6	3.6	0.0	0%
V7	4.0	5.4	+ 1.4	+ 35%
G	3.4	6.1	+ 2.7	+79%
A	3.4	3.4	0.0	0%
Pavimentazioni				
Mattonelle	0.9	1.2 2.5 (radiante)	+ 0.3 + 1.6	+ 33% + 178%
Legno	0.6	0.9 3.5 (radiante)	+ 0.3 + 2.9	+ 50% + 483%
Copertura				
Copertura	0.9	4.3 (via Roma) 6.7 (corpo centrale)	+ 0.3 + 2.7	+ 8% + 68%

Tabella 3.2 Confronto tra i pesi originari ed attuali degli elementi

3.3 Valutazione dello stato tensionale nella muratura

Al fine di conoscere con maggiore precisione l'entità dell'aumento dei carichi sui pilastri, che sono di fatto gli elementi che hanno manifestato una maggiore sofferenza, nel 2009 sono state effettuate analisi strutturali per determinare lo stato tensionale della muratura nella condizione attuale e in quella originale al piano terra.

Per il calcolo delle tensioni nello stato di fatto, in primo luogo, sono state individuate le aree di influenza di ciascun pilastro, tenendo conto sia della reciproca posizione delle colonne stesse che dell'eventuale presunto funzionamento delle volte.

A seguito delle indagini conoscitive svolte in loco è stato anche possibile determinare i pesi specifici dei vari materiali costituenti gli elementi sia strutturali che non. Nei casi in cui sia risultato impossibile fare misurazioni dirette, i valori necessari sono stati ricavati dal DM 2008 o dai cataloghi forniti dalle ditte produttrici.

Per gli orizzontamenti è stata fatta una distinzione fra la parte strutturale e quella di finitura, composta da massetto, pavimento, ecc., in quanto alla stessa tipologia di volta sono associate diverse pavimentazioni.

Materiali	Peso	Fonte
Copertura		
Copertura in tegole marsigliesi (14,5 tegole/m ²)	0.43 kN/m ²	misurato
Termotetto	0.02 kN/m ²	da catalogo
Guaina Gedacor	0.005 kN/m ²	da catalogo
Solai e finiture solai		
Solaio 16+4 Celersap R38/50	2.65 kN/m ²	da catalogo
Solaio 20+4 Celersap R38/50	2.95 kN/m ²	da catalogo
Pannello Polymat per riscaldamento a pavimento	0.1 kN/m ²	da catalogo
Intonaci		
Intonaco vecchio	18 kN/m ³	misurato
Intonaco nuovo	20 kN/m ³	misurato
Pavimenti		
Pavimento incollato (parquet in rovere)	0.12 kN/m ²	da catalogo
Pavimento in piastrelle di cemento	0.41 kN/m ²	misurato
Pavimento in marmo 1.5 cm	0.375 kN/m ²	da catalogo
Marmo	25 kN/ m ³	D.M. '08
Legno di rovere	7.20 kN/m ³	da catalogo
Legno teak	7.00 kN/m ³	da catalogo
Riempimenti, malte, massetti e calcestruzzo		
Leca 1400	14 kN/m ³	da catalogo
Calcestruzzo	24 kN/m ³	D.M. '08
Massetto LECA per impianti	6 kN/ m ³	da catalogo
Argilla espansa LECA	6 kN/ m ³	da catalogo
Sottofondo in malta di calce	18.6 kN/m ³	misurato
Massetto pesante	20 kN/m ³	da catalogo
Calcestruzzo leggero tetto a volte	22 kN/ m ³	misurato
Materiale di riempimento volte	13 kN/m ³	misurato
Massetto Weber MR81	16 kN/m ³	da catalogo
Calcestruzzo armato	25 kN/m ³	D.M. '08
Elementi in acciaio		
Lamiera grecata	0.096 kN/m ²	da catalogo
Profilati HEA 100	0.167 kN/m	profilario
Profilati HEB 200	0.613 kN/m	profilario
Profilati IPE 160	0.158 kN/m	profilario
Cartongesso	0.20 kN/m ²	da catalogo
Acciaio	78.5 kN/m ³	D.M. '08
Travi a rotaia	0.35 kN/m	misurato
Trave REP	0.650 kN/m	da catalogo
Murature e tamponamenti		
Muratura in laterizio	17 kN/ m ³	misurato (Bartelletti)
Muratura in blocchi Poroton 800	8.00 kN/ m ³	da catalogo
Muratura in blocchi forati (8cm)	0.60 kN/m ²	da catalogo
Muratura in blocchi Gasbeton	6.0 kN/ m ³	da catalogo

Tabella 3.3 Pesì specifici adottati

Non avendo a disposizione i progetti originali del fabbricato, la determinazione dello stato tensionale antecedente le ristrutturazioni è stata eseguita sfruttando la sostanziale simmetria delle strutture ed adottando i carichi determinati per le zone rimaste immoificate. L'assetto originale dei muri divisorì è stato ipotizzato uguale a quello attuale, fatta eccezione per i tamponamenti in mattoni forati. Per le pavimentazioni è stata adottata ovunque la tipologia "originale in mattonelle" tranne nella sala Germinal, dov'è tutt'ora presente quella originale in legno.

Per la completa assenza di informazioni, il comportamento statico della copertura originale del corpo centrale è stato ipotizzato uguale a quello attuale.

Confrontando in Tabella 3.x i valori di tensione ottenuti dalle analisi per lo stato attuale e quello originale al piano terra si nota come la maggior parte dei pilastri abbia subito un significativo incremento di carico. In particolare gli aggravii più importanti sono localizzati ai piani alti ed in generale nelle zone maggiormente soggette a ristrutturazione (parte destra del corpo centrale, soprastante al bar).

Per questo motivo la zona del bar ha subito incrementi maggiori rispetto all'atrio del Teatro (allineamento D). Viceversa le colonne sottostanti alle aree ancora in ristrutturazione, come nel caso dell'ala sinistra, hanno subito incrementi minori di carico, pur essendo state anche qui rilevate tensioni non trascurabili.

Pilastro	originarie (MPa)	attuali (MPa)	variazione (%)
A3	2.01	2.80	39%
A4	2.02	3.00	49%
A5	1.70	2.26	33%
A6	1.85	2.30	24%
B4 ⁽¹⁾	3.09	3.78	22%
B6	1.88	2.38	27%
C5	1.75	1.94	11%
D4	2.68	3.53	32%
Y	1.57	1.63	4%
J	1.23	1.20	-2%
A'3	2.06	2.99	47%
A'4	2.10	3.13	49%
A'5	1.77	2.44	38%
A'6	1.77	2.37	34%
B'4	2.39	3.36	41%
B'6	1.95	2.49	28%
C'5	1.65	2.25	36%
D'4 ⁽²⁾	2.47	3.10	26%

Tabella 3.4 Confronto tra tensioni originali e attuali al piano terra prodotti dai carichi permanenti. (1) pilastro collassato. (2) pilastro che ha subito dissesti ed è stato rinforzato nei primi anni '90

I valori ottenuti, unitamente agli altri fattori di rischio descritti nei precedenti paragrafi, rendono anche quest'ala suscettibile a dissesti gravi anche per l'interdipendenza statica e strutturale tra ala sinistra e corpo centrale, formanti un unico telaio senza soluzione di continuità. L'ala destra risulta meno soggetta, ma non insensibile, ai dissesti del resto

della struttura in quanto la continuità è stata parzialmente interrotta con la costruzione della scala di accesso agli appartamenti, realizzata su un telaio in cemento armato indipendente dalle fondazioni al secondo piano.

Pur avendo subito maggiori incrementi di carico, la parte destra del corpo centrale risulta lavorare a tensioni mediamente inferiori di quelle della parte sinistra. Questo fatto si spiega considerando che il pilastro C3 sostiene un piano, mentre sul gemello a destra ne gravano due, sottraendo così carichi alle colonne circostanti.

Il pilastro rotto B4, pur avendo subito un incremento di carico minore del suo gemello B'4 nel bar, ha una sezione resistente di area più piccola (54 x 54 cm anziché 60 x 60 cm). Questo giustifica tensioni maggiori ed è compatibile con il collasso del pilastro.

Le aree resistenti di tutte le colonne, eccetto la B4, sono state calcolate al netto di una porzione centrale di 8x8cm composta da malta poco legata e frammenti di mattoni (Fig. 8.1).

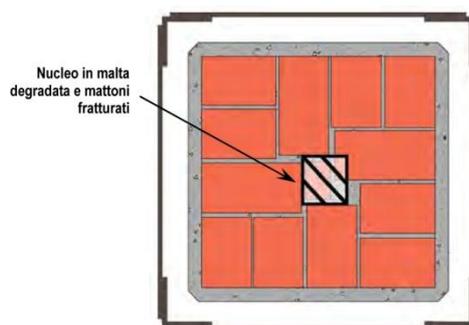


Figura 3.11 Sezione del pilastro con indicata la zona interna non resistente

4 Consolidamento statico

L'analisi dei dissesti che si sono verificati nel complesso del Politeama a partire dagli Anni Novanta ha evidenziato come la struttura non sia più in grado di sopportare i carichi verticali. In particolare, le lesioni da schiacciamento apparse sui pilastri dell'atrio e al primo piano sono la manifestazione dello stato di grave sofferenza in cui versa la muratura. Gli attuali rinforzi delle colonne sono stati realizzati nell'ottica di un intervento di consolidamento solamente temporaneo, richiesto dalle condizioni di strettissima precarietà e urgenza. Dal monitoraggio delle lesioni è emersa un'evoluzione del quadro fessurativo, da cui si può dedurre che gli attuali rinforzi non siano più sufficienti per mettere in sicurezza la struttura. Alla stessa conclusione porta il crollo avvenuto nella zona dell'ala sinistra adiacente all'atrio, in cui il cedimento di un solaio al terzo piano ha avuto un effetto catena per cui si sono sbriciolati anche i sottostanti solai al secondo e primo piano.

L'intervento di consolidamento statico ha l'obiettivo di migliorare la resistenza degli elementi strutturali, distinguendo fra volte, archi e pilastri, che sono caratterizzati da un diverso quadro fessurativo.

▪ *Consolidamento delle volte*

Nella fabbrica del Politeama si possono distinguere due tipologie principali di volte per le quali è necessario differenziare gli interventi di consolidamento: volte a vela ribassata impostate su archi e pilastri e volte a botte con teste di padiglione appoggiate su rotaia.

Per prima cosa è necessario però precisare che, contrariamente a quanto accaduto per altri elementi strutturali, come, ad esempio i pilastri, in cui sono state riscontrate gravi lesioni, le volte non hanno mai mostrato segni di debolezza strutturale e in più di cento anni di storia, dalla costruzione del teatro ad oggi, non sono state interessate da alcun dissesto.

Esse non sono state quindi sottoposte ad una valutazione della sicurezza, in accordo con quanto previsto dalla vigente normativa italiana. Come è infatti indicato al punto 8.3 delle NTC 2008, per le costruzioni esistenti la valutazione della sicurezza è necessaria solamente se si verificano particolari situazioni, fra cui, ad esempio, una riduzione

evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura, un significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, provati gravi errori di progetto o di costruzione, cambi della destinazione d'uso, interventi non dichiaratamente strutturali, interagiscono con elementi strutturali e ne riducono la capacità o ne modificano la rigidità in modo consistente.

Per quanto riguarda le volte a vela è stata rilevata la presenza occasionale di fessure di limitate dimensioni e spessore che possono essere risanate con iniezioni di malta che restituiscano alla struttura l'intero spessore strutturale.

Valutazioni più approfondite ed un vero e proprio progetto di consolidamento potranno portare le volte ai livelli di sicurezza previsti per le nuove costruzioni. Questo obiettivo potrà essere raggiunto mediante interventi di consolidamento contenuti, come l'applicazione di fibre di carbonio all'estradosso.

Per quanto riguarda invece le volte su rotaia, non è stato riscontrato alcun tipo di lesione nella muratura, mentre è invece evidente un'elevata deformazione delle rotaie di appoggio. Nelle volte a botte con teste di padiglione presenti al primo e terzo piano dell'ala sinistra le rotaie hanno mostrato frecce di oltre 5cm su una luce di sei metri. Le deformazioni maggiori si sono però verificate nelle volte a botte presenti al quarto piano sopra la sala Germinal, in cui le rotaie hanno avuto abbassamenti anche di 9-10 cm. Queste frecce così elevate sono probabilmente dovute al taglio dei tiranti verticali mediante i quali le volte erano appese alla copertura. In questi casi è evidente come il rinforzo delle rotaie con profili HEB 200 posti sopra all'elemento metallico preesistente e la realizzazione di nuovi tiranti in acciaio non siano riusciti a contrastare gli abbassamenti delle rotaie.

È quindi necessario un intervento che limiti la deformabilità di questi elementi metallici per evitare danni alle volte che poggiano su essi. L'inserimento di elementi rompitratta è escluso sia per la mancanza di elementi che possano sostenerli sia per l'effetto estetico negativo che avrebbero sull'edificio. Di conseguenza si procede accoppiando nuovi profili ai preesistenti.

Si ipotizza di posizionare questi nuovi elementi al di sopra di quelli originali sia per ragioni funzionali (un elemento metallico che attraversa gli ambienti dell'edificio ne limiterebbe la fruibilità) sia per evitare problemi legati alla messa in forza del nuovo

profilo che andrebbe, invece, semplicemente a poggiarsi sul preesistente. La necessità di rimuovere i pavimenti e il riempimento della volta sopra la rotaia è agevolata, nell'ala sinistra, dalla presenza di un cantiere aperto per la ristrutturazione del fabbricato.

Il nuovo profilo è semplicemente appoggiato alla rotaia preesistente, alla quale si collega tramite cravatte metalliche messe in forza. L'assenza di un collegamento rigido fra i due elementi fa sì che il momento d'inerzia del sistema globale sia pari alla somma dei momenti di inerzia dei singoli elementi. Di conseguenza, quando è applicato un carico, questo si ridistribuisce sui due elementi in maniera proporzionale alla loro rigidezza. Tanto maggiore è la rigidezza del nuovo elemento, tanto più si riduce il momento e di conseguenza la freccia delle rotaia originale.

Il trasferimento del carico dalla rotaia al nuovo profilo è realizzato mettendo in forza i bulloni che collegano i due elementi.

Il predimensionamento del profilo da utilizzare è funzione delle riduzioni della freccia che si vuole ottenere rispetto a quella attuale. Il primo passo è quindi l'analisi dei carichi che gravano sulla rotaia al fine di calcolarne la deformazione attuale.

L'analisi dei carichi è stata effettuata in riferimento alla campata rappresentata in figura 4.1.

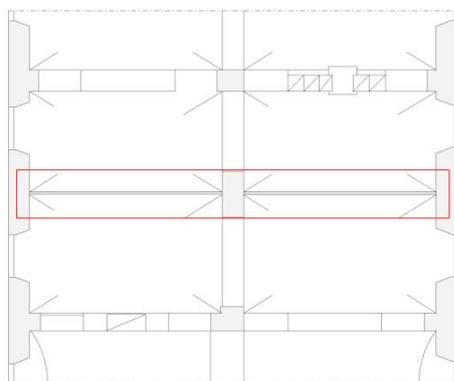


Figura 4.1 Campata di riferimento

Lo schema statico della rotaia è quello di una trave semplicemente appoggiata su luce di sei metri.

Sono di seguito riportati tutti i carichi che gravano su di essa con un interasse di 4 metri.

Peso proprio rotaia	0.36 kN/m
Peso mattoni volta	$0.99 \text{ kN/m}^2 * 4 \text{ m} = 3.96 \text{ kN/m}$
Peso proprio elementi strutturali G_1	<u>4.32 kN/m</u>

Peso pavimento	$0.35 \text{ kN/m}^2 * 4 \text{ m} = 1.40 \text{ kN/m}$
Cappa di calce (spessore 1 cm)	$0.19 \text{ kN/m}^2 * 4 \text{ m} = 0.76 \text{ kN/m}$
Peso riempimento volta	$1.17 \text{ kN/m}^2 * 4 \text{ m} = 4.68 \text{ kN/m}$
Peso proprio elementi non strutturali G_2	<u>6.84 kN/m</u>

Carichi accidentali $2 \text{ kN/m}^2 * 4 \text{ m} = 8 \text{ kN/m}$

La valutazione della deformabilità degli elementi strutturali viene effettuata in riferimento agli Stati Limite di Esercizio, secondo quanto previsto dalle NTC 2008 al paragrafo 4.2.4.2.1.

Gli spostamenti verticali per le verifiche di esercizio sono definiti in Figura 4.2.

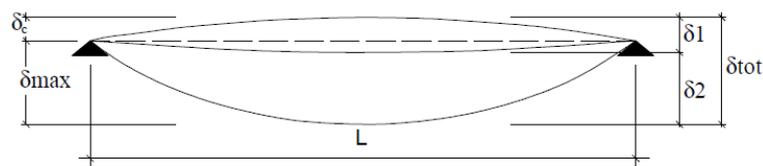


Figura 4.2 Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

Per il calcolo dello spostamento finale δ_{\max} si considera il carico q calcolato attraverso la combinazione caratteristica: $G_1 + G_2 + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3}$.

Si ottiene quindi: $q = G_1 + G_2 + Q_{k1} = 4.32 + 6.84 + 8 = 19.16 \text{ kN/m}$

Per una trave semplicemente appoggiata si determina la freccia attraverso la seguente relazione:

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EJ}$$

Si ottiene quindi:

$$f = \frac{5}{384} \frac{19.15 * 10^3 \text{ N/m} * 6^4 \text{ m}^4}{210000 * 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 1018 * 10^8 \text{ m}^4} = 0.15 \text{ m}$$

In funzione dei limiti di deformabilità per gli elementi delle costruzioni ordinarie stabiliti nelle Tabella 4.2.X delle NTC 2008, si ipotizza di accettare per il sistema rotaia+ nuovo profilo uno spostamento δ_{\max} pari a 1/250 della luce.

L'attuale freccia di 15 cm deve quindi essere ridotta fino ad un valore pari a:

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Si ricava quindi il momento di inerzia che il sistema globale deve avere per ottenere un δ_{\max} pari a 2,4 cm.

Indicando con 1 il sistema costituito dalla sola rotaia e con 2 quello rappresentato dal profilo si ha:

$$\delta_{\max \text{ attuale}} / \delta_{\max \text{ voluto}} = 2,4 \text{ cm} / 15 \text{ cm} = 0,16 \rightarrow J_{\text{totale}} = J_1 * 0,16 = 6362 \text{ cm}^4$$

Poiché il momento di inerzia totale J_{tot} è pari alla somma di J_1 e J_2 , si ottiene il valore di $J_2 = 5345 \text{ cm}^4$. Occorre quindi inserire un profilo HEB 200.

Per ridurre le dimensioni e il peso del nuovo profilo, si ipotizza di dare alla nuova trave una certa controfreccia e si sceglie di utilizzare profili HEB 180.

L'utilizzo di un profilo di dimensioni inferiori a quelle necessarie, rigorosamente, è giustificabile con il fatto che, per l'analisi dei carichi, sono stati considerati tutti i pesi che gravano sulla rotaia mentre, nella realtà, il carico non grava integralmente su essa, ma si distribuisce attraverso volte e archi.

Come già accennato all'inizio del paragrafo, una volta posizionato il nuovo profilato al di sopra della rotaia preesistente, è necessario garantire che questo lavori insieme alla rotaia. Operativamente vengono posizionate tre barre filettate di collegamento a un terzo, un mezzo e due terzi della luce libera della rotaia. Queste tre barre rappresentano le forze F_1 , F_2 e F_3 da applicare nel diagramma del momento del sistema 2 per ridurre il momento nel sistema 1 dell'opportuno valore voluto.

Calcolati i tre valori delle forze è possibile determinare l'area delle barre semplicemente considerando che ognuna di esse (una per lato della rotaia) è sollecitata con una forza pari rispettivamente a $F_1/2$, $F_2/2$ e $F_3/2$.

È di seguito riportato il procedimento eseguito per determinare le tre forze volute.

Per prima cosa deve essere risolto lo schema statico delle due travi per ottenere il valore del momento nei tre punti di applicazione delle forze.

Il sistema 1 (rotaia) corrisponde ad una trave appoggiata con carico uniformemente distribuito q .

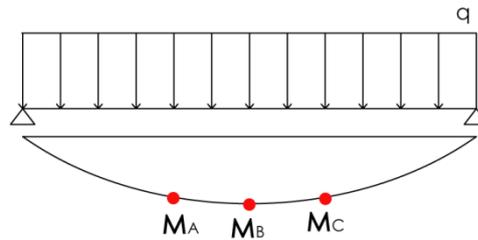


Figura 4.3 Schema statico del sistema 1

Il carico q viene calcolato applicando la Combinazione Fondamentale agli Stati Limite Ultimi come previsto dalla Norme Tecniche delle Costruzioni 2008:

$$q = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q_{k1}$$

I valori di G_1 , G_2 e Q_{k1} possono essere ricavati dall'analisi dei carichi già effettuata per il calcolo della freccia della rotaia.

Si ottiene quindi: $q = 27,9 \text{ kN/m}$

Per il sistema 1 l'espressione del momento è data da:

$$M(z) = \frac{ql}{2} z - \frac{qz^2}{2}$$

Da questa si ricavano i valori:

$$M_A \left(\frac{1}{3} \right) = \frac{ql^2}{9}$$

$$M_B \left(\frac{1}{2} \right) = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_C \left(\frac{2}{3} \right) = \frac{ql^2}{9}$$

Il sistema 2 (profilo HEB 180) corrisponde ad una trave appoggiata su cui sono applicati tre carichi concentrati.

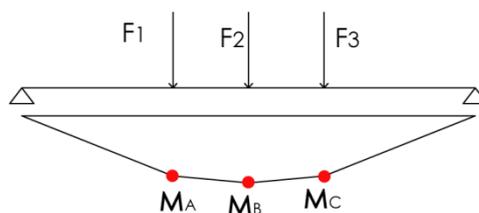


Figura 4.4 Schema statico del sistema 2

Per il sistema 2 si ha:

$$\text{Per } 0 \leq z \leq \frac{1}{3} \quad M(z) = V_1 * z * \left(F_1 + \frac{F_2}{2} \right) z$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \quad \text{e} \quad M\left(\frac{1}{3}\right) = \left(F_1 + \frac{F_2}{2} \right) \frac{1}{3}$$

$$\text{Per } \frac{1}{3} \leq z \leq \frac{1}{2} \quad M(z) = \left(F_1 + \frac{F_2}{2} \right) z - F_1 \left(z - \frac{1}{3} \right)$$

$$\Rightarrow M\left(\frac{1}{3}\right) = \left(F_1 + \frac{F_2}{2} \right) \frac{1}{3} \quad \text{e} \quad M\left(\frac{1}{2}\right) = \frac{1}{3} F_1 l + \frac{1}{4} F_2 l$$

$$\text{Per } \frac{1}{2} \leq z \leq \frac{2}{3} l \quad M(z) = \left(F_1 + \frac{F_2}{2} \right) \frac{1}{3} - F_1 \left(z - \frac{1}{3} \right) - F_2 \left(z - \frac{1}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M\left(\frac{1}{2}\right) = \frac{1}{3} F_1 l + \frac{1}{4} F_2 l \quad \text{e} \quad M\left(\frac{2}{3}\right) = \left(F_1 + \frac{F_2}{2} \right) \frac{1}{3} = M\left(\frac{1}{3}\right)$$

Si ipotizza di ridurre il momento della stessa quantità percentuale della freccia. Si vuole quindi che sulla rotaia rimanga solamente un momento pari allo 16% del totale. Di conseguenza la trave HEB 180 deve assorbire un momento pari allo 0,84% (=21/25) del totale.

Da qui si ricava il seguente sistema:

$$\begin{cases} M_A = \left(F_1 + \frac{F_2}{2} \right) \frac{1}{3} = \frac{21}{25} M_{A1} \\ M_B = \left(\frac{F_1}{3} + \frac{F_2}{4} \right) l = \frac{21}{25} M_{B1} \end{cases}$$

Risolvendo il sistema si ottengono i due valori delle forze F_1 e F_2 :

- $F_1 = 35.1 \text{ kN}$
- $F_2 = 23.5 \text{ kN}$

Il diametro delle barre può essere ricavato dalla seguente espressione:

$$F = \frac{A * f_{yk}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{F}{\gamma_{M0}} * f_{yk}$$

Considerando un acciaio S275 si ottengono barre del diametro $\phi 10$.

Sono di seguito riportati i particolari costruttivi dell'intervento proposto.

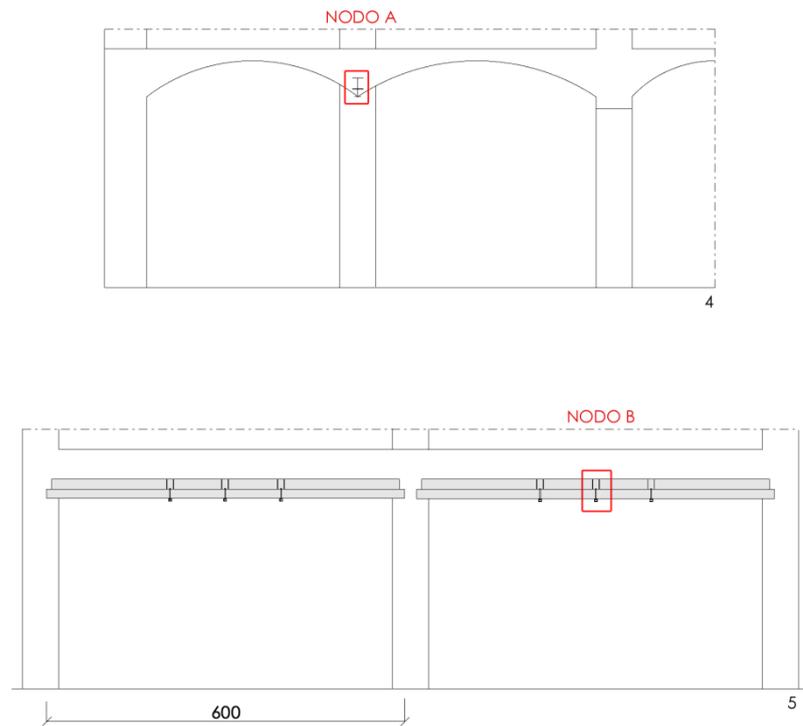
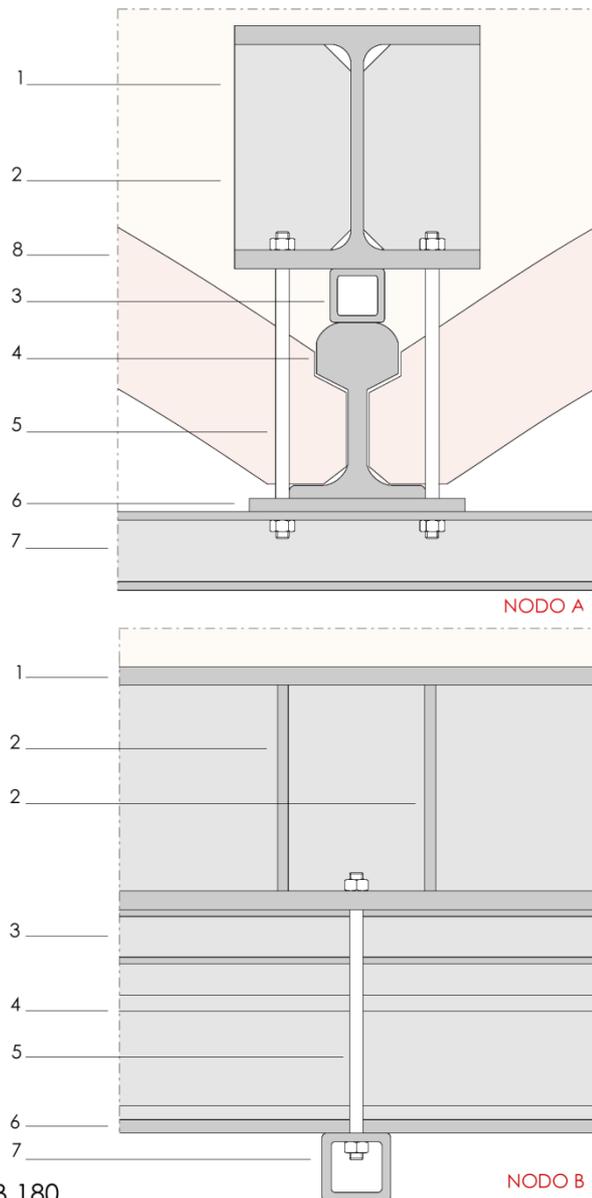


Figura 4.5 Sezione trasversale e longitudinale dell'intervento



1_HEB 180

Momento d'inerzia: 3831 cm⁴; peso: 51,2 kg/m.

2_PIATTO DI IRRIGIDIMENTO Spessore: 10 mm.

3_PROFILATO CAVO A SEZIONE QUADRATA spessore 5 mm

4_ROTIAIA DA REIMPIEGO TIPO FERROVIARIO VIGNOLE

Momento d'inerzia: 1018 cm⁴; peso: 36 kg/m.

5_BARRE FILETTATE Diametro: 10mm.

6_PIATTO METALLICO Spessore: 20 mm.

7_PROFILATO CAVO A SEZIONE QUADRATA spessore 6.3 mm.

8_MATTONI PIENI Dimensioni: 6 x 12 x 24.

Figura 4.6 Dettaglio costruttivo dell'accoppiamento rotaia-profilo HEB180

- *Consolidamento degli archi*

Durante i lavori di ristrutturazione sono state rimosse o tagliate le catene presenti in corrispondenza degli archi. Affinché lo schema strutturale ad archi e pilastri dell'edificio funzioni correttamente, è necessario che non si formino spinte eccessive sui piedritti.

È stato quindi previsto l'inserimento sistematico in corrispondenza di ogni arco di catene estradossali che compensino le spinte eccessive indotte sulle murature di appoggio. Tali catene sono localizzate in Figura 4.7. Le catene ancora presenti all'intradosso degli archi sono state mantenute.

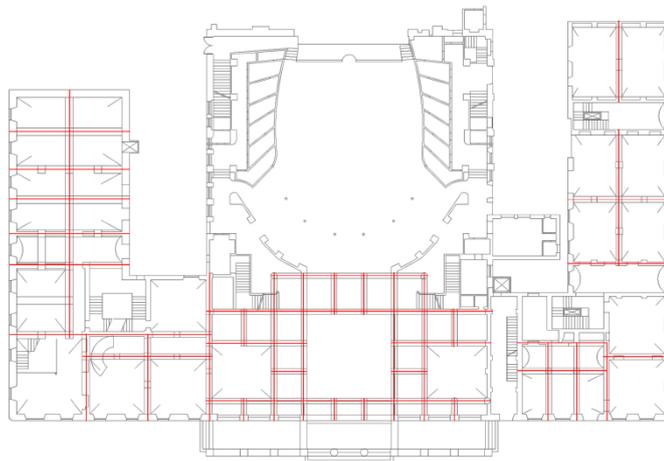


Figura 4.7 Localizzazione delle nuove catene

La spinta utilizzata per effettuare il dimensionamento delle catene e degli elementi per la loro messa in forza è stata valutata pari a 50kN a partire dal modello di arco realizzato in Ansys, andando ad integrare le componenti orizzontali e verticali delle tensioni in corrispondenza di ciascuno dei nodi all'imposta dell'arco.

Sulla base di questo valore si è provveduto innanzitutto al dimensionamento della fune di acciaio inossidabile utilizzata e del tenditore e, a cascata, di tutti gli altri elementi. Le specifiche tecniche di ognuno di essi sono riportate in forma tabellare alla fine del paragrafo.

La spinta è stata calcolata in funzione delle dimensioni di una campata tipo. Occorre precisare che, nel caso di archi più ribassati di quello di cui è stata calcolata la spinta, è previsto l'inserimento di due catene affiancate nello spessore del pilastro.

Per realizzare questo intervento sarà necessaria la rimozione delle pavimentazioni, facilitata nell'ala sinistra dalla presenza di un cantiere aperto per le ristrutturazioni.

Nello specifico l'intervento progettato prevede un carotaggio nello spessore del pilastro per inserire una barra filettata (diametro 42mm) a cui collegare il tenditore a due occhi e mettere in forza la catena.

Sono di seguito riportati i dettagli costruttivi dell'intervento.

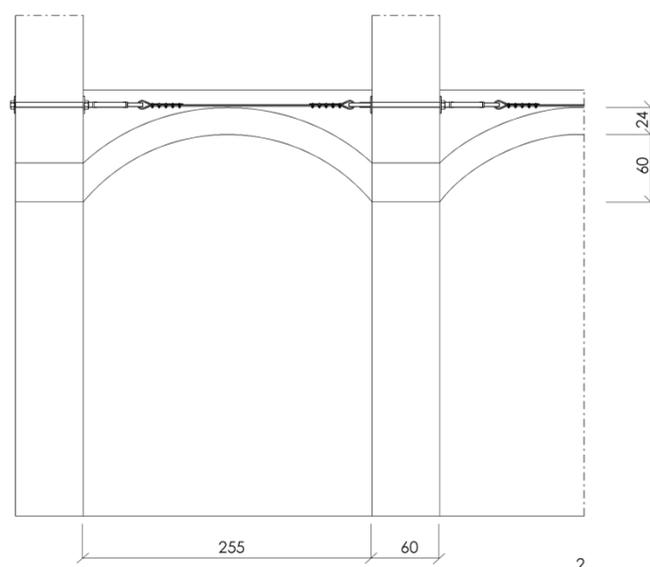


Figura 4.8 Sezione dell'arco in cui è inserita la catena all'intradosso

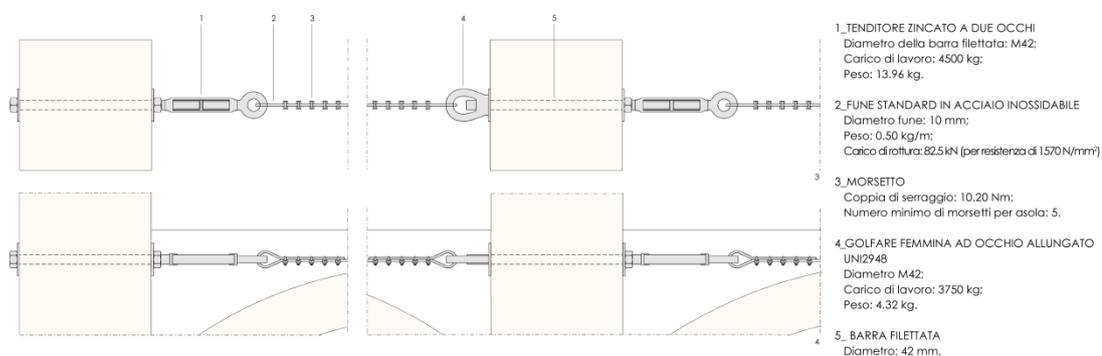


Figura 4.9 Pianta e prospetto dell'intervento proposto

Nelle tabelle 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 sono riportate le caratteristiche tecniche di tutti gli elementi utilizzati per l'intervento di consolidamento.

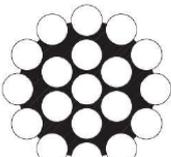
Formazione	Descrizione	Diametro fune	Peso	Diametro filo	Carico di rottura	
					Resistenza	
					1.470 N/mm ²	1.570 N/mm ²
		mm	kg/mt	mm	kN	kN
 <p>12+6+1 Tipo: 1x19 spiroidale</p>	 <p>Fune rigida: Impieghi per sartame fisso, cavi strutturali, cavi di sospensione controllo.</p>	1	0,005	0,20	0,74	0,82
		1,5	0,01	0,30	1,68	1,86
		2	0,02	0,40	2,98	3,30
		2,5	0,03	0,50	4,66	5,15
		3	0,04	0,60	6,70	7,42
		4	0,08	0,80	11,9	13,2
		5	0,12	1,00	18,6	20,6
		6	0,18	1,20	26,8	29,7
		7	0,24	1,40	36,5	40,4
		8	0,32	1,60	47,7	52,8
		10	0,50	2,00	74,5	82,5

Tabella 4.1 Caratteristiche tecniche fune in acciaio inossidabile

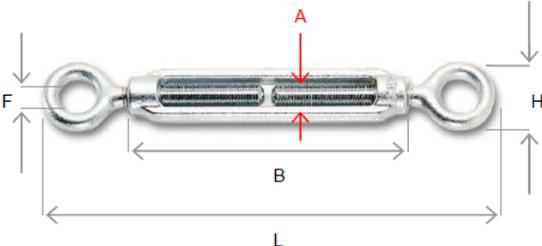
Articolo 005 Tenditore zincato a due occhi	A	Carico di Lavoro	B	F	H	L min	L max	Peso
		kg	mm	mm	mm	mm	mm	kg
	M5	70	80	8	16	118	175	0,048
	M6	140	80	10	20	130	193	0,062
	M8	240	105	11	22	158	240	0,11
	M10	350	125	14	27	192	289	0,20
	M11	500	135	15	29	206	310	0,27
	M12	600	140	17	33	226	332	0,33
	M14	900	170	18	35	256	386	0,52
	M16	1.000	190	23	46	290	435	0,79
	M18	1.350	205	28	59	358	512	1,26
	M20	1.500	220	28	59	358	522	1,53
	M22	2.000	240	34	70	400	579	2,22
	M24	2.500	260	36	76	436	628	2,74
	M27	3.000	270	38	82	474	668	4,77
	M30	4.000	280	40	86	498	694	5,25
	M33	4.500	290	41	89	516	732	5,88
M36	5.000	295	48	102	510	673	7,25	
M39	6.000	330	48	104	511	690	9,36	
M42	7.000	330	55	135	575	754	13,96	
M45	8.000	355	55	135	590	755	19,10	

Tabella 4.2 Caratteristiche tecniche del tenditore

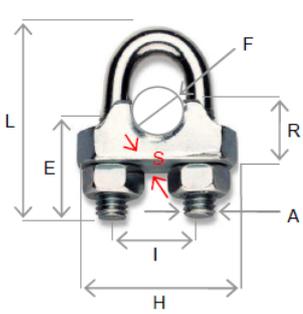
Articolo 015 Morsetto a cavalletto forgiato in acciaio zincato per funi d'acciaio	Diametro Fune F	A	E	H	I	L	R	S	Peso	Coppia di Serraggio	Num.ro Minimo di morsetti per asola
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	Nm	
	3	M4	12	20	9	20	7	12	0,012	1,25	3
	5	M5	13	24	12	24	9	15	0,022	2,46	3
	6	M6	15	27	14	28	10	16	0,035	4,24	3
	8	M6	19	31	17	34	11	18	0,044	4,24	5
	10	M8	22	37	20	42	13	22	0,075	10,20	5
	11	M8	22	41	22	44	14	24	0,086	10,20	5
	13	M10	33	44	25	55	16	26	0,140	20,11	5
	14	M10	33	47	27	57	18	27	0,150	20,11	5
	16	M10	33	51	29	63	20	28	0,180	20,11	5
	18	M12	44	56	32	72	22	32	0,260	34,43	5
	20	M12	44	62	35	75	22	33	0,300	34,43	5
	22	M12	52	65	39	85	25	35	0,350	34,43	7
	26	M14	50	72	42	95	27	40	0,480	54,77	7
	30-32	M14	50	80	47	110	33	44	0,605	54,77	8
	34-36	M16	55	88	53	120	37	48	0,805	85,14	8
40	M16	60	98	59	140	40	54	1,120	85,14	8	

Tabella 4.3 Caratteristiche tecniche dei morsetti

Filetto A	Passo MA	Passo MB	Carico di Lavoro		D	F	H	L	S	Peso
			C $\alpha=0^\circ$ e $\beta=0^\circ$	C1 $0^\circ < \alpha \leq 45^\circ$ e $\beta=0^\circ$						
mm		mm	kg	kg	mm	mm	mm	mm	mm	kg
M8	1,25	-	80	40	8	18	34	43,5	24	0,07
M10	1,5	-	160	80	10	24	44	58	30	0,14
M12	1,75	-	250	125	13	30	56	72	34	0,26
M14	2	-	250	125	13	30	56	72	34	0,26
M16	2	-	400	200	16	36	68	86	40	0,43
M18	2,5	-	400	200	16	36	68	86	40	0,41
M20	2,5	-	630	315	19	42	80	100	48	0,59
M22	2,5	-	630	315	19	42	80	100	48	0,70
M24	3	-	1.000	500	22	50	94	119	56	1,09
M27	3	-	1.000	500	22	50	94	119	56	1,04
M30	3,5	-	1.600	800	26	60	112	141	68	1,83
M36	-	3	2.500	1.250	29	70	128	164	80	2,79
M42	-	3	3.750	1.875	33	82	148	192	92	4,32

Materiali	Finitura	Note	Impiego
Acciaio Fe 430 B	Naturale grezzo Zincatura elettrolitica	Coefficiente di sicurezza 4:1	Adatto sia a carichi statici (ancoraggi e tensostrutture) che dinamici (sollevamento)

Tabella 4.4 Caratteristiche tecniche del golfare

- *Consolidamento dei pilastri*

L'analisi del quadro fessurativo dell'edificio ha messo in evidenza come la zona dell'atrio sia quella in cui la muratura ha manifestato i più gravi segni di sofferenza.

Come già descritto nel capitolo sui dissesti statici, nel 2008 alcuni pilastri del foyer hanno mostrato importanti lesioni da schiacciamento, a cui si è cercato di porre rimedio attraverso un intervento di rinforzo realizzato in condizioni di strettissima precarietà e urgenza. I pilastri sono stati consolidati con una struttura in acciaio costituita da profili angolari collegati da calastrelli orizzontali. Dal monitoraggio delle lesioni nel tempo è emerso, tuttavia, come, nonostante l'intervento, il quadro fessurativo sia in continua evoluzione.

In figura 4.10 sono individuati i pilastri fessurati (colorati in rosso) e quelli rinforzati (indicati in blu).

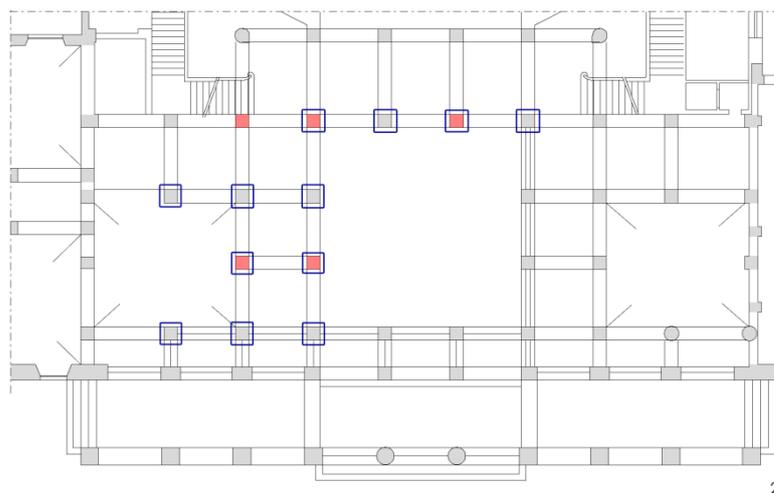


Figura 4.10 Localizzazione di pilastri fessurati e rinforzati

Le lesioni da schiacciamento apparse sui pilastri sono localizzate al piano terra; ai piani superiori non si riscontrano evidenti segni di sofferenza.

L'intervento sui pilastri si diversifica, quindi, in funzione del livello della costruzione: mentre al primo piano è sufficiente un rinforzo in fibre di carbonio, al piano terra il grave stato di danneggiamento della muratura dei pilastri ha portato a ipotizzarne una completa demolizione e ricostruzione.

In quest'ottica è stato progettato un intervento di puntellamento temporaneo che sostenga il peso della muratura sovrastante che prima andava a gravare sui pilastri.

Il progetto di consolidamento statico si sviluppa in quattro fasi a partire dall'attuale intervento di rinforzo. Il primo passo consiste nella realizzazione di un collare costituito da profili metallici con l'obiettivo di confinare una porzione di muratura e fare in modo che il carico si trasferisca dal pilastro agli otto puntoni PERI HD 200 (con portata pari a 200 kN) posti a sostegno dei nuovi profilati.

La seconda fase è rappresentata dalla demolizione e ricostruzione dei pilastri con mattoni doppio UNI.

La terza fase è la più delicata e consiste nel mettere in forza il nuovo pilastro mediante l'uso di cilindri oleodinamici serie C.R.M.. Tale operazione sarà considerata conclusa quando i puntoni risulteranno scarichi.

Nella quarta fase il pilastro sarà ormai messo in forza: le barre passanti vengono iniettate e tagliate a filo della muratura, la sommità del pilastro verrà rinforzata con fibre di carbonio e la parte mancante completata con calcestruzzo.

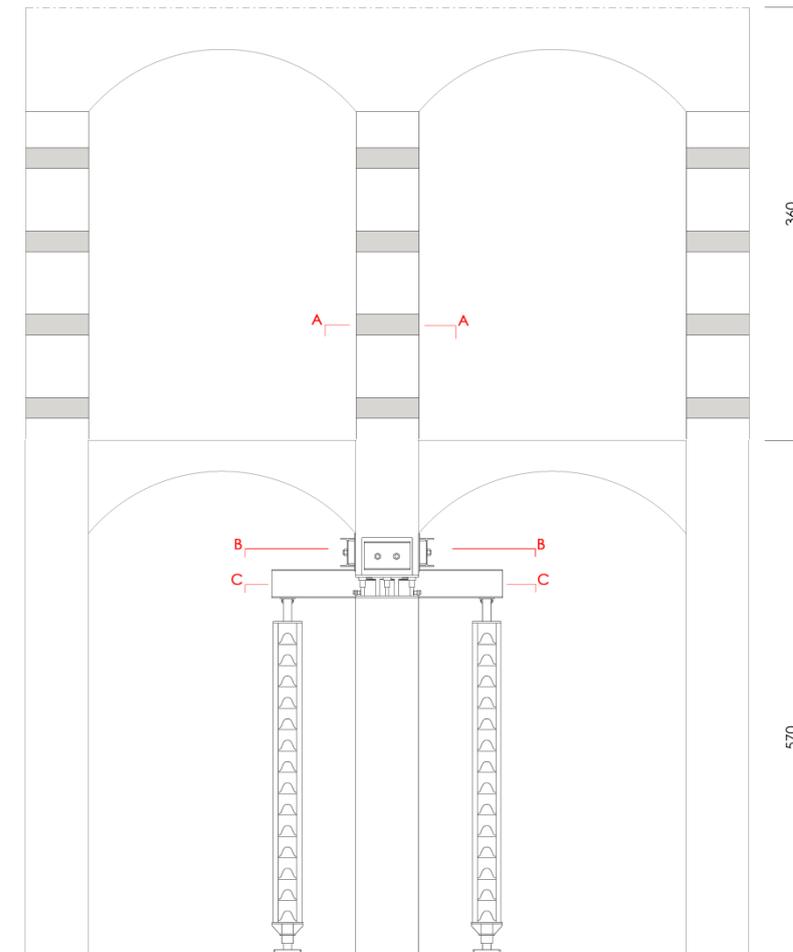


Figura 4.11 Prospetto dell'intervento

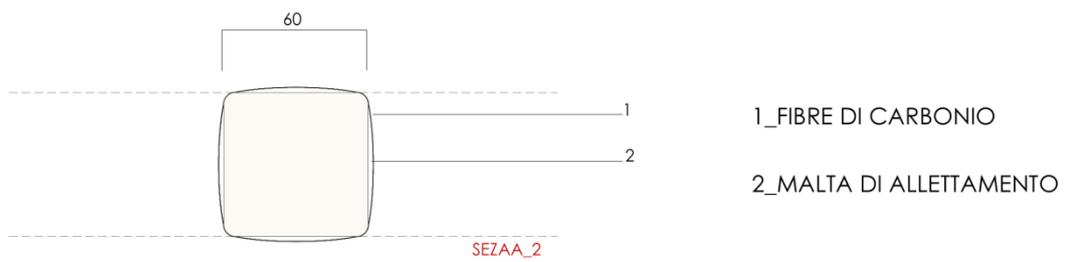


Figura 4.12 Particolare fibre di carbonio

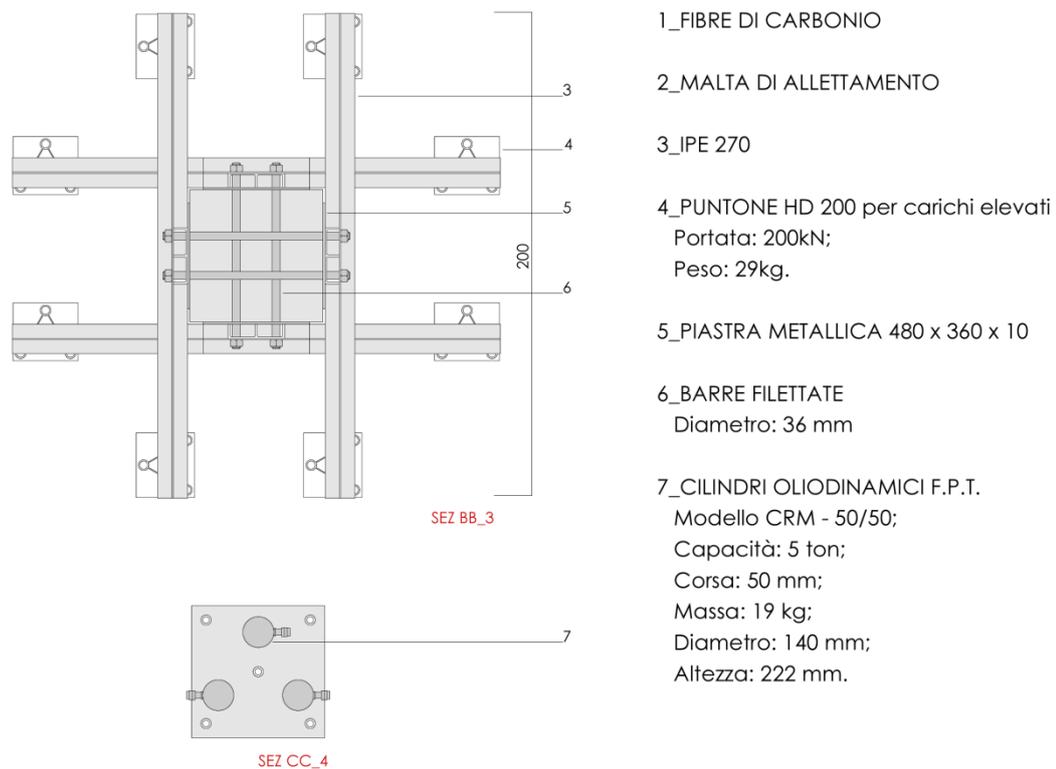


Figura 4.13 Piante dell'intervento di puntellamento dei pilastri

Tutti gli elementi sono stati dimensionati in funzione del carico di 118,5 kN che grava sul pilastro più sollecitato. Lo schema statico assunto per le travi in acciaio sostenute dai puntoni è riconducibile a quello di una trave appoggiata. I carichi si distribuiscono sulla larghezza di 60 cm corrispondente al pilastro.

I puntoni sono stati disposti ad almeno 50 cm di distanza per consentire le operazioni di demolizione e ricostruzione del pilastro.

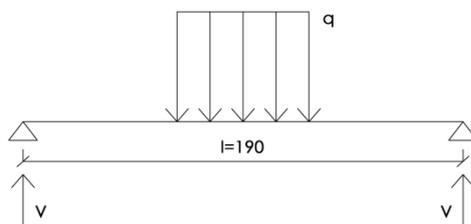


Figura 4.14 Schema statico assunto per le travi in acciaio

Il carico proveniente dal pilastro è pari a:

$$q = \frac{1185}{4} \text{ kN} * \frac{1}{0.6 \text{ m}} = 494 \text{ kN/m}$$

Il taglio negli appoggi vale quindi:

$$V = \frac{1185}{8} \text{ kN} = 148 \text{ kN}$$

Per dimensionare il profilo occorre calcolare il momento in mezzeria che è pari a:

$$M\left(\frac{l}{2}\right) = V * \frac{l}{2} - \frac{qz^2}{8} = 148 \text{ kN} * 0.95 \text{ m} - \frac{494 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0.3 \text{ m}^2}{2} = 118 \text{ kN}$$

Ottenuto il valore del momento, si può risalire al profilo necessario attraverso la formula seguente:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \Rightarrow W_x = \frac{M}{\sigma} = \frac{118 \text{ kNm}}{275 \text{ MPa}} = 429 \text{ cm}^4 \text{ da cui risulta necessario un profilo IPE}$$

270

Per quanto riguarda le barre passanti, queste vengono fatte lavorare ad attrito. La forza di compressione da applicare affinché queste lavorino effettivamente ad attrito è pari a:

$$N=T/\mu \quad \text{con } \mu \text{ coefficiente di attrito pari a } 0,6.$$

Si ottiene quindi $N=247 \text{ kN}$. Considerando un acciaio S275, l'area delle barre deve essere pari a 9 cm^2 ; sono quindi necessarie barre dal diametro dal diametro di 36 mm.

A questo punto è necessario verificare che i bulloni siano in grado di sopportare a taglio i 118,5 kN provenienti dal pilastro, in caso in cui il giunto non lavori più ad attrito.

La tensione tangenziale è pari a: $\tau = \frac{V}{A}$

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{\sigma}{\sqrt{3}} = \frac{275}{\sqrt{3}}$$

Impongo $\tau = \tau_{\text{lim}}$ e ottengo l'area necessaria per i bulloni

$$\Rightarrow A = \frac{V\sqrt{3}}{275} = 9.32 \text{ cm}^2$$

Dal valore dell'area necessaria è, quindi, possibile calcolare il diametro delle barre filettate:

$$A = \frac{1}{4} \pi d^2 \Rightarrow d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \Rightarrow d = 3.6 \text{ cm} \Rightarrow \text{barre } \Phi 36$$

Per diffondere la tensione esercitata dai bulloni sulla muratura vengono poste piastre metalliche 480x300x10mm.

- *Crollo*

Dato la difficoltà di ricostruire questa zona in muratura e garantirne l'ammorsamento con le parti limitrofe, si ipotizza una ricostruzione con un telaio di travi e pilastri in cemento armato. I pilastri sono quadrati, 45 x 45 cm al piano terra, e si rastremano fino ad arrivare in copertura alla dimensione di 30x30cm.

Le armature sono state progettate in accordo con le limitazioni previste al capitolo 7 delle NTC 2008.

Si precisa come questi elementi siano stati inseriti nel rispetto della maglia preesistente.

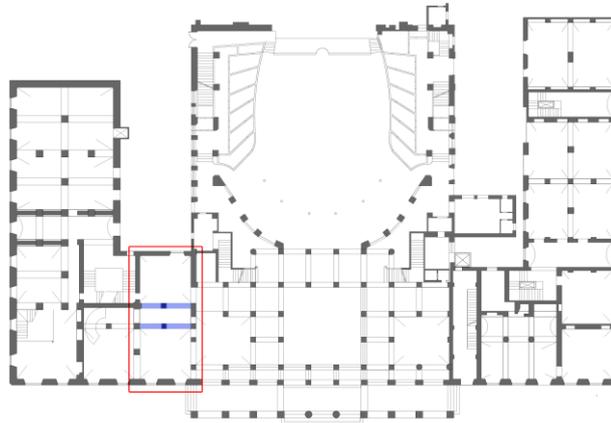


Tabella 4.15 Localizzazione del telaio in c.a. (in blu)

5 Modellazione e analisi sismica delle costruzioni in muratura

5.1 Considerazioni sulla risposta sismica degli edifici in muratura

I terremoti storici e recenti hanno posto in primo piano il problema della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in muratura. La grande diffusione di questa tipologia costruttiva in tutto il mondo, e in particolare in Europa, richiede idonei strumenti di analisi per valutarne la sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e stabilire di conseguenza l'eventuale necessità e l'entità di interventi di consolidamento.

Nel caso degli edifici esistenti, risulta cruciale la possibilità di simulare le attuali condizioni della struttura. Da un lato, i modelli solitamente impiegati per le nuove costruzioni non sono ugualmente adatti per quelle esistenti; dall'altro, l'adozione sistematica di procedure troppo semplificate conduce a valutazioni estremamente approssimate e non necessariamente a favore di sicurezza sulle risorse di resistenza degli edifici esistenti. È opportuno infatti ricordare che il criterio comunemente applicato nell'ingegneria strutturale, ovvero l'essere cautelativi in caso di incertezza, non può essere utilizzato per le costruzioni esistenti in quanto condurrebbe ad interventi di consolidamento altamente invasivi che, come è stato osservato dai terremoti che hanno colpito il patrimonio architettonico italiano e non, possono addirittura innescare meccanismi di collasso e quindi aumentare la vulnerabilità sismica di una struttura, invece di ridurla.

Al fine di effettuare una modellazione che sia il più possibile aderente alla realtà ed efficace al fine della verifica sismica, è indispensabile focalizzare i caratteri fondamentali della risposta degli edifici in muratura all'azione del terremoto.

Dall'osservazione del danno, seguita dall'interpretazione effettuata con i mezzi della meccanica e della scienza delle costruzioni, è possibile evidenziare come, a differenti caratteristiche tipologico - costruttive, corrisponda una diversità di comportamento delle strutture sollecitate dall'azione sismica.

I danni tipici del costruito in muratura possono essere distinti secondo due fondamentali modalità di collasso: i cosiddetti meccanismi di primo e secondo modo.

I meccanismi di primo modo coinvolgono pareti o porzioni di esse sollecitate dall'azione sismica ortogonalmente al proprio piano, con conseguente comportamento flessionale e ribaltamento (rocking).

I meccanismi di secondo modo riguardano invece la risposta delle pareti nel proprio piano, con danneggiamenti tipicamente per taglio e flessione.

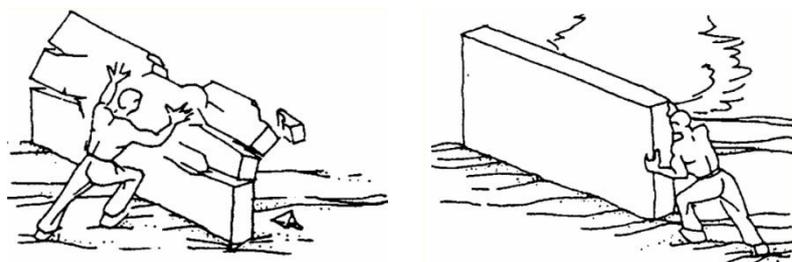


Figura 5.1 Meccanismi di primo e secondo modo

L'attivazione di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio, che è a sua volta funzione delle caratteristiche intrinseche degli elementi strutturali e, ancor prima, del grado di connessione fra essi.

In una costruzione in muratura è possibile identificare come elementi resistenti le pareti e gli orizzontamenti (intendendo con tale termine la categoria più ampia di solai, volte, coperture).

Un buon collegamento fra pareti ortogonali e tra pareti e orizzontamenti, unitamente alla capacità di questi ultimi di trasferire i carichi verticali sulle pareti, fanno sì che la struttura sia in grado di sviluppare, durante il sisma, una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le diverse pareti e a ripartire fra esse le sollecitazioni indotte.

Alla base di una corretta concezione strutturale di un edificio in muratura vi è quindi il concetto di comportamento scatolare: gli elementi resistenti, costituiti da due sistemi verticali di pareti disposti secondo due direzioni ortogonali e da un sistema di elementi orizzontali (per lo più solai piani), devono essere efficacemente connessi, in modo da garantire un comportamento statico di natura scatolare, capace di resistere a sollecitazioni provenienti da qualsiasi direzione.

I meccanismi di ribaltamento fuori piano tendono ad attivarsi, invece, in assenza di opportuni collegamenti fra pareti ortogonali (ammorsamenti o catene); la loro insorgenza può quindi essere limitata con opportuni interventi di adeguamento, anche puntuali, e per questo non saranno considerati in questo studio.

Va evidenziato che, considerando solamente i meccanismi di secondo modo, la risposta globale della muratura all'azione sismica è strettamente correlata alla risposta delle pareti nel piano e all'azione di collegamento e ripartizione esercitata dagli orizzontamenti.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, le condizioni limite di solai infinitamente rigidi, che favoriscono il comportamento scatolare accoppiando le pareti, o solai flessibili, che implicano, al contrario, una risposta disaccoppiata dei muri, possono non essere adeguate nel caso di edifici esistenti. In questi, infatti, sono spesso presenti solai in legno o volte caratterizzati, invece, da un comportamento intermedio fra i due sopra citati.

Per quanto riguarda invece la risposta delle pareti, nei confronti delle azioni orizzontali è possibile assimilare il comportamento di una parete in muratura a quello di un assemblaggio di pannelli collegati da aree rigide. L'osservazione dei danni provocati sugli edifici esistenti dai terremoti, ha evidenziato come i danneggiamenti e i meccanismi di collasso si concentrino in porzioni ben definite della parete: i pannelli murari verticali, detti *maschi murari*, e le travi di accoppiamento in murature, dette *fasce di piano*.

I maschi sono gli elementi strutturali principali nei confronti sia delle azioni verticali sia di quelle orizzontali; le fasce sono elementi secondari, orientati orizzontalmente, che forniscono l'accoppiamento fra montanti murari nei confronti delle azioni orizzontali e influenzano il meccanismo di risposta di una parete multipiano, in maniera più significativa tanto maggiore è il numero dei piani dell'edificio.

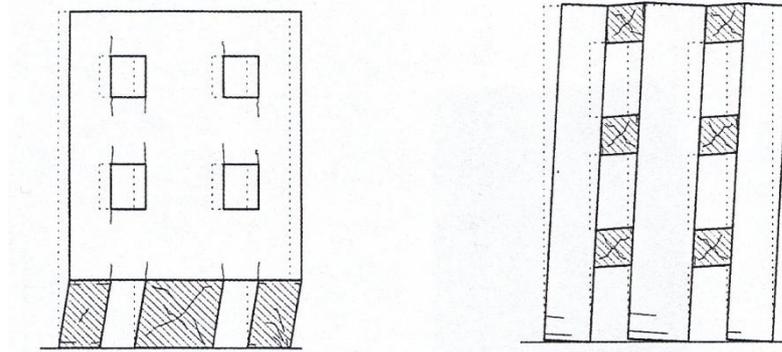


Figura 5.2 Meccanismi di danno delle pareti nel piano

Queste considerazioni hanno portato all'introduzione, per gli edifici in muratura, del cosiddetto *modello a telaio equivalente*, che risponde all'esigenza di disporre di un modello in grado di riprodurre il comportamento tridimensionale degli edifici in muratura, tenendo conto dell'interazione delle varie parti e delle loro non linearità.

Il criterio di modellazione a telaio equivalente è adottato dalle vigenti normative italiane per la modellazione di costruzioni in muratura. Esso è infatti esplicitamente proposto sia nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008, nel caso di edifici ordinari, sia nel documento di *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* (se pure precisando che in alcuni casi – associati per lo più a peculiarità architettoniche che possono caratterizzare i palazzi monumentali, quali la presenza di logge e porticati – esso possa fornire stime approssimate che devono essere integrate poi con valutazioni specifiche).

5.2 Metodologie di analisi sismica di edifici in muratura

La valutazione della sicurezza sismica delle strutture può essere effettuata attraverso le quattro metodologie di analisi prescritte dalle Norme tecniche delle costruzioni 2008: analisi lineare statica, analisi lineare dinamica (analisi modale), analisi non lineare statica (analisi pushover) e analisi non lineare dinamica.

I primi due metodi citati consentono di tenere conto della non linearità del materiale solamente in maniera molto approssimata e sono quindi sconsigliati nel caso delle strutture in muratura; queste, infatti, sono caratterizzate da un comportamento non

lineare e risultano quindi più significativamente rappresentate attraverso le analisi non lineari.

L'analisi statica non lineare è un tipo di analisi adatto ai sistemi dissipativi (come appunto la muratura) poiché consente di tenere conto delle non linearità del materiale; essa permette di modellare l'azione sismica direttamente attraverso forze statiche fatte crescere monotonamente, distinguendosi per questo dall'analisi dinamica non lineare in cui l'azione sismica è invece modellata indirettamente mediante accelerogrammi. Tale analisi si dice quindi “statica” in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura, e non “lineare” per il modello di comportamento assunto per gli elementi resistenti. Nella presente tesi la verifica della sicurezza sismica è stata eseguita mediante analisi statiche non lineari (pushover).

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia. Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, generalmente scelto all'ultimo livello dell'edificio (Figura 5.3). La distribuzione di forze applicata viene mantenuta inalterata anche oltre il punto limite di rottura.

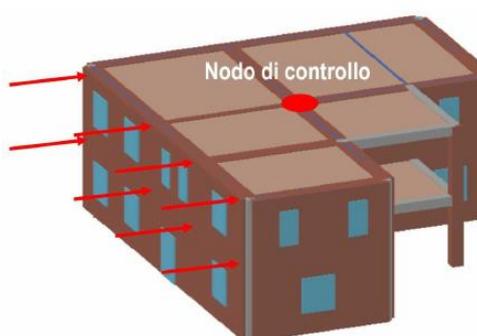


Figura 5.3 Applicazione di una distribuzione di forze orizzontali a una struttura

Il risultato di tali analisi consiste in una curva che riporta convenzionalmente, per ogni passo dell'analisi, l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento del nodo di controllo. La curva ha lo scopo di rappresentare l'evoluzione del

comportamento della struttura in ambito non lineare. Lo spostamento ultimo della curva è computato in corrispondenza del passo dell'analisi in cui si verifica il decadimento del taglio di base del 20% rispetto al valore di picco.

Le curve ottenute dall'analisi pushover rappresentano l'involuppo dei cicli di isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

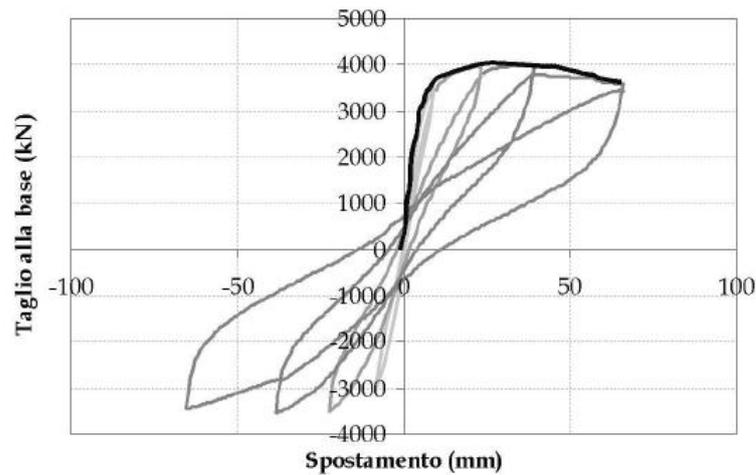


Figura 5.4 Andamento del taglio alla base durante un'azione ciclica e curva di involucro dei cicli (in nero)

Le analisi statiche non lineari possono essere condotte in controllo di forze o tramite un controllo misto forze-spostamenti. Questa tipologia di analisi è fortemente influenzata dalla distribuzione di forze orizzontali applicata, in quanto essa determina la curva taglio-spostamento che si ottiene. Con riferimento alle distribuzioni di forze applicate, nelle NTC 2008 sono definiti due gruppi di distribuzioni di forze da applicare ed è indicato come sia necessario adottare almeno una distribuzione di forza attinta da ciascuno dei due gruppi.

La scelta del nodo di controllo sulla struttura richiede alcune precisazioni. Nella norma non sono indicate specifiche indicazioni, tuttavia occorre notare che, nel caso degli edifici esistenti in muratura, i risultati dell'analisi statica non lineare possono evidenziare una forte sensibilità dei risultati al variare del nodo di controllo assunto, in particolare se sono presenti orizzontamenti flessibili quali solai lignei o volte. Di conseguenza è opportuno adottare nella rappresentazione della curva di capacità lo

spostamento ottenuto come media (o media pesata, in ragione delle azioni agenti in ciascun nodo) di tutti quelli dei nodi di piano; in questa maniera è possibile ottenere un risultato che sia maggiormente rappresentativo della risposta complessiva dell'intera struttura, e non così sensibile all'occorrenza di effetti locali della risposta. In ragione di tale osservazione, infatti, rappresentare nella curva di capacità lo spostamento di un unico nodo di controllo posizionato nella parete più vulnerabile potrebbe non risultare cautelativo.

La curva ottenuta dall'analisi pushover è rappresentativa della risposta del sistema originario a N gradi di libertà e deve essere poi opportunamente convertita nella *curva di capacità* rappresentativa di un oscillatore semplice equivalente.

L'analisi statica non lineare richiede, infatti, che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

La curva di capacità del sistema reale deve quindi essere convertita in una bilineare equivalente, caratterizzata da un primo tratto elastico e un secondo tratto perfettamente plastico.

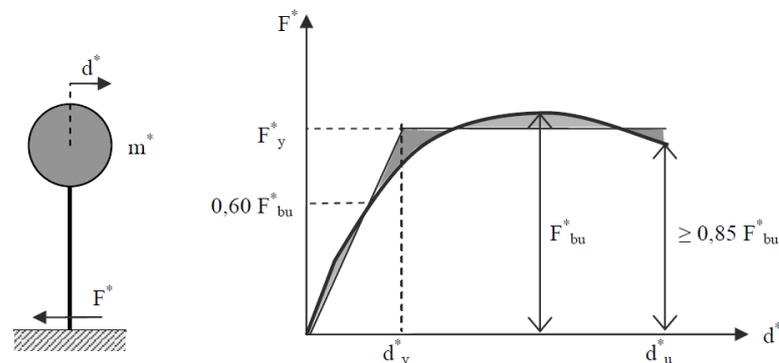


Figura 5.5 Sistema e diagramma bilineare equivalente (da [8])

La conversione della curva di capacità nella bilineare equivalente è operata tramite l'imposizione delle condizioni specificate nel CNR-DT 207-2009 (punto C.7.8.1.5.4). Il ramo elastico iniziale è definito dalla retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; il plateau della bilineare è determinato sulla base del principio di equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente fino al punto in corrispondenza dello spostamento ultimo.

Il sistema equivalente risulta così definito in termini di periodo (T^*), rigidezza (k^*), resistenza (F_y^*), massa (m^*) e spostamento ultimo (d_u^*).

Nell'ottica di una verifica sismica, la capacità offerta dalla struttura deve essere confrontata con la domanda richiesta dalla forzante esterna, cioè un determinato evento sismico.

La risposta attesa dall'edificio, in funzione di una particolare azione, è ottenuta attraverso l'identificazione del *performance point*; questo è individuato dall'intersezione tra la curva di capacità della struttura, opportunamente trasformata attraverso la definizione del sistema equivalente a un unico grado di libertà, e la curva della domanda, rappresentata dall'azione sismica in termini di spettro di risposta elastica opportunamente ridotto per tenere conto del comportamento non lineare della struttura (Figura 5.6).

La verifica sismica è condotta in termini di spostamenti: affinché essa sia soddisfatta è necessario che lo spostamento corrispondente al *performance point* sia inferiore alla capacità di spostamento ultimo della struttura.

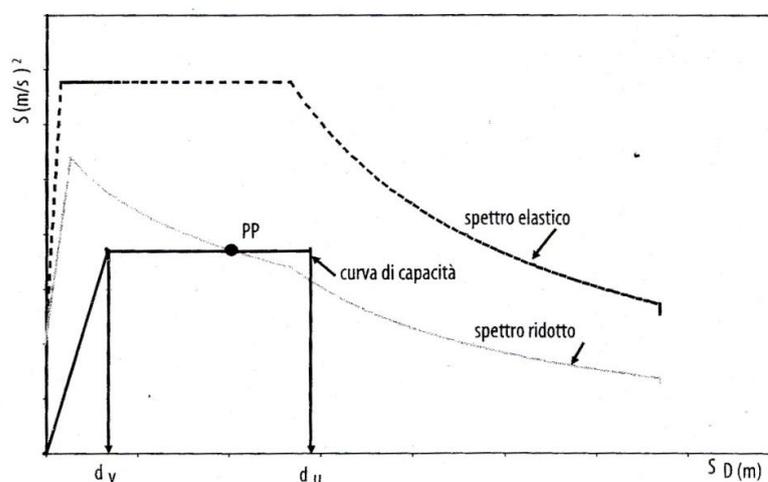


Figura 5.6 Riduzione dello spettro elastico nel corrispondente spettro anelastico, con individuazione del performance point (PP) (da [7])

La verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) prevede, infine, il confronto, per ciascuna delle analisi effettuate, tra lo spostamento massimo d_{max} richiesto dalla normativa (calcolato secondo i criteri illustrati al punto C.7.3.4 del CNR-DT 207-2009) e lo spostamento ultimo valutato d_u sulla curva di capacità con l'ulteriore limitazione, nel caso di costruzioni in muratura, che il fattore q^* risulti inferiore a 3.

La verifica allo Stato Limite di Danno (SLD) prevede il confronto tra lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, d_{SLDmax} (calcolato impiegando lo spettro di risposta elastico), e lo spostamento massimo calcolato sulla curva di capacità corrispondente al sottopasso che causa il superamento del valore massimo di drift d'interpiano consentito dalla norma (pari a 0.003).

5.3 Il modello spaziale a telaio equivalente

La modellazione a telaio equivalente è una strategia di modellazione tridimensionale elaborata come diretta conseguenza dell'osservazione del comportamento di edifici reali e di prove sperimentali che hanno permesso di introdurre alcune ipotesi sul funzionamento strutturale delle costruzioni in muratura.

L'approccio a telaio equivalente si pone come alternativa alla modellazione di dettaglio ad elementi finiti (FEM: Finit Element Method) per le strutture murarie, ma è comunque in grado di cogliere i fenomeni principali connessi al degrado delle murature.

Il telaio equivalente consente di idealizzare in maniera efficace sia il comportamento meccanico della muratura, tenendo conto delle non linearità e delle proprietà isteriche e dissipative, sia il comportamento globale tridimensionale di un edificio. Esso rappresenta un notevole affinamento rispetto ai metodi semplificati del passato disponibili in letteratura (analisi limite dell'equilibrio, modelli a puntone equivalente, metodi di tipo POR) e consente inoltre di effettuare analisi su complessi modelli tridimensionali di strutture in muratura con un onere computazionale modesto e ridotti tempi di calcolo. Questo è reso possibile dal fatto di considerare il comportamento di maschi e fasce equivalente a quello di un elemento lineare, con il conseguente coinvolgimento di un numero di gradi di libertà inferiore rispetto agli elementi finiti.

Il criterio di modellazione a telaio equivalente è adottato dalle vigenti normative italiane (DM 2008) per la modellazione di costruzioni in muratura.

Secondo i principi della modellazione a telaio equivalente, che si ispira ad una concezione scatolare della struttura in muratura, negli edifici esistenti in muratura la struttura portante, con riferimento alle azioni verticali e orizzontali, è identificata dalle pareti e dai solai (o volte). Alle pareti si attribuisce il ruolo di elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; agli orizzontamenti invece si riconosce il

ruolo di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza.

Nei riguardi delle azioni orizzontali viene trascurato il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano. I meccanismi di collasso fuori piano non sono quindi modellati: questo, tuttavia, non rappresenta un limite così vincolante in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti di cui, con opportuni accorgimenti ed interventi puntuali, si può limitare decisamente l'insorgenza, o possono comunque essere verificati a parte con l'analisi limite dell'equilibrio.

Analogamente non viene simulata la risposta flessionale dei solai, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale; i carichi sui solai sono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza. Il solaio contribuisce invece come lastra dotata di opportuna rigidità di piano.

Nella categoria di modelli a telaio equivalenti rientra anche il modello a macroelementi sviluppato presso l'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino, 1996; Brencich e Lagomarsino, 1997). Tale modello per l'analisi tridimensionale si distingue da tutte le altre proposte precedentemente introdotte grazie al superamento dell'ipotesi di infinita rigidità degli orizzontamenti. In questo modo esso consente di descrivere con maggiore coerenza molte situazioni che caratterizzano gli edifici esistenti, in cui sono spesso presenti tipologie di orizzontamenti flessibili, come solai lignei e volte.

Questo modello costitutivo è alla base del codice di calcolo strutturale TreMuri, sviluppato presso l'Università degli Studi di Genova (A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna e S. Cattari 2009). Esso costituisce il motore di calcolo su cui si basa anche il software commerciale 3Muri ® release 5.0.2 distribuito da S.T.A DATA s.r.l.. In particolare, nella presente tesi, è stato utilizzato il software commerciale 3Muri Professional (Versione 5.0.211) per la parte di modellazione, e il codice TreMuri, nella sua versione di ricerca, per le analisi sismiche e l'elaborazione dei risultati.

TreMuri è un programma di calcolo per l'analisi di strutture in muratura che consente di effettuare la modellazione tridimensionale a macroelementi non lineare di interi edifici, considerando anche la deformabilità nel piano dei solai. Il programma è stato progettato per eseguire analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari (analisi pushover monotone e cicliche, analisi dinamiche al passo) per la valutazione del comportamento

sismico di edifici in muratura e a struttura mista con pareti in muratura ed elementi in cemento armato.

Questo approccio di modellazione ha in generale come ipotesi fondamentale il comportamento unilatero del materiale, che conferisce quindi all'elemento una rigidità variabile in funzione dello stato di sollecitazione. Per comportamento unilatero si intende l'ipotesi di resistenza a trazione nulla, che può essere di tipo generalizzato (non è ammessa trazione in nessuna giacitura) oppure limitato a giaciture particolari, orientate come i giunti di malta.

Presupposto fondamentale per l'affidabilità di questi modelli è che i singoli elementi che compongono il telaio equivalente (maschi, fasce ed elementi in c.a.), dall'assemblaggio dei quali deriva ciascuna parete, siano adeguati a rappresentare il comportamento meccanico degli elementi strutturali che idealizzano. Il singolo macroelemento deve, cioè, essere in grado di descrivere le fondamentali modalità di collasso della muratura e deve inoltre cogliere il livello di degrado presente.

Dall'osservazione dei danni indotti da terremoti reali e dall'analisi di dati di prove sperimentali su singoli pannelli in muratura soggetti a forze orizzontali, si riconoscono tre fondamentali modalità di collasso: per flessione-ribaltamento (rocking), per scorrimento e per taglio. L'attivazione del meccanismo effettivo fra i tre dipende da una combinazione di diversi fattori: la snellezza del pannello, l'entità del carico assiale e le caratteristiche del materiale muratura considerato.

Esistono due tipi di elementi con cui comporre il telaio equivalente; i pannelli murari possono essere infatti modellati come *macroelementi* o *travi non lineari*. Il macroelemento è un elemento molto sofisticato a comportamento non lineare, capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie, descritto dal punto di vista cinematico da otto gradi di libertà. La trave non lineare è invece un elemento semplificato a sei gradi di libertà con un legame a resistenza limitata e degrado della rigidità in fase non lineare. In particolare, in questa tesi, verrà utilizzata solo la trave non lineare come elemento di modellazione dei pannelli murari.

5.3.1 L'elemento trave non lineare

La trave non lineare è invece un elemento semplificato a sei gradi di libertà caratterizzato da un legame bilineare elastico-perfettamente plastico con resistenza e deformazioni limitate, e degrado della rigidezza in fase non lineare. La trave è un elemento alternativo al macroelemento per simulare il comportamento dei pannelli murari (maschi e fasce) nella modellazione delle pareti a telaio equivalente.

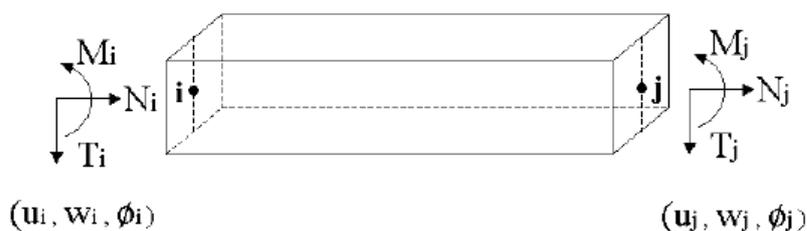


Figura 5.7 Variabili cinematiche e caratteristiche di sollecitazione dell'elemento trave non lineare in muratura

Essa è caratterizzata da un legame semplificato rispetto ai complessi fenomeni di non linearità che coinvolgono il materiale “muratura” che è comunque coerente con le più attuali proposte in ambito normativo.

Per ciascun elemento la pendenza del ramo elastico è determinata direttamente a partire dal calcolo dei contributi di rigidezza a taglio e flessionale, computabili sulla base delle proprietà meccaniche e geometriche (modulo elastico di Young E , modulo di taglio G e geometria del pannello). I differenti contributi sono poi opportunamente assemblati nella matrice di rigidezza elastica del singolo elemento.

I moduli E e G devono essere assegnati coerentemente affinché la rigidezza della bilineare sia rappresentativa delle condizioni fessurate.

I limiti elastici in termini di resistenza, relativi ai meccanismi di rottura considerati, coincidono con il valore ultimo in quanto vige l'ipotesi di assenza di incrudimento. I meccanismi di rottura sono quello per pressoflessione, taglio con fessurazione diagonale e taglio-scorrimento e corrispondono rispettivamente a quanto previsto dalle NTC 2008. L'elemento trave si fonda su una correzione di tipo non lineare, a partire dalla previsione elastica, operata confrontando le sollecitazioni con i limiti di resistenza conseguenti ai criteri sopraccitati ed effettuando poi, nel caso in cui tale limite sia

superato, un'opportuna redistribuzione delle caratteristiche di sollecitazione di taglio (costante lungo l'elemento in virtù dello schema di calcolo ad azioni concentrate nei nodi) e momento flettente alle estremità, in modo tale da garantire l'equilibrio dell'elemento stesso.

Si deve sottolineare la dipendenza dei limiti di resistenza dallo sforzo normale N di compressione: ne consegue che tali valori non sono una proprietà costante dell'elemento, ma possono mutare durante l'analisi a seguito della variazione di N , conseguenza della redistribuzione delle azioni sugli elementi coinvolti nel contributo all'equilibrio globale del sistema strutturale.

Il legame introdotto è, come già precisato, degradante: la rigidezza di un elemento che abbia superato la soglia di resistenza è pari alla rigidezza secante corrispondente al massimo stato di spostamento in cui sia venuto a trovarsi (Figura 4.8). A tale fine sono definite delle variabili di danno, associate rispettivamente alle caratteristiche di sollecitazione di taglio e momento flettente (una per ciascun estremo dell'elemento). Esse sono atte a memorizzare il massimo stato di spostamento raggiunto e, conseguentemente, lo stato di danneggiamento e di sollecitazione realizzatisi nella storia precedente dall'elemento. Tali variabili possono essere comprese tra 0 (fase iniziale elastica) e 1 (nel caso limite di duttilità infinita), essendo correlate al rapporto tra il valore della caratteristica di sollecitazione (taglio e/o momento), fornito dalla previsione elastica con rigidezza iniziale, e quello variato secondo la rigidezza secante a seguito del superamento della soglia elastica.

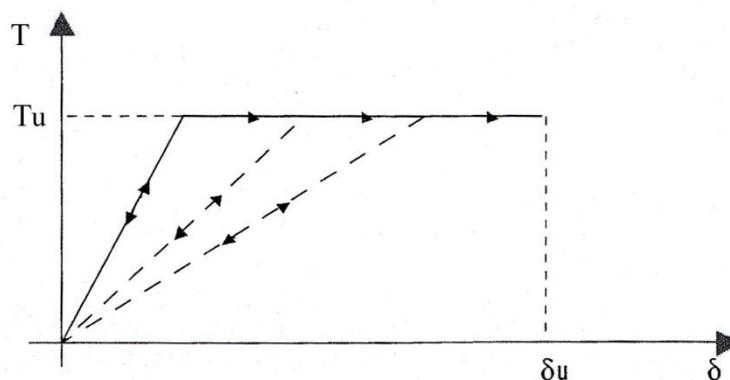


Figura 5.8 Legame con limitata resistenza e degrado della rigidezza

Le condizioni di collasso dell'elemento sono fissate in corrispondenza del raggiungimento del valore di drift ultimo corrispondente per i meccanismi considerati, ossia 0.4% per il taglio e 0.6% per la pressoflessione, limiti in accordo con le vigenti norme italiane ed europee (Eurocodice 8).

A seguito del collasso, il contributo dell'elemento all'equilibrio globale è considerato esclusivamente legato alla sua capacità residua di sopportare i carichi verticali.

Si precisa, inoltre, che, nel caso in cui si verifichi la condizione di elemento tenso-inflesso, tutte le caratteristiche di sollecitazione si annullano. Questo accade in quanto i limiti di resistenza adottati si fondano sull'ipotesi di considerare la muratura come materiale non reagente a trazione.

A differenza del macroelemento, l'elemento trave non lineare non dispone di alcun grado di libertà interno che consenta di separare i contributi al drift associati ai meccanismi di taglio e pressoflessione.

La semplicità della formulazione di tale elemento ha sicuramente il pregio di garantire un processo di convergenza snello e particolarmente efficace in termini di oneri computazionali ai fini di analisi statiche non lineari monotone (pushover).

Tuttavia, proprio perché semplificato e quindi più cautelativo nei riguardi della stima delle risorse dei pannelli, l'elemento trave non consente di cogliere in dettaglio alcuni aspetti del reale comportamento dei pannelli murari.

Si esaminano, per esempio, il meccanismo per ribaltamento: il fatto di considerare una distribuzione non lineare approssimata delle tensioni per pressoflessione, non consente di cogliere l'accoppiamento che si realizza tra sforzo normale e momento flettente e, relativamente alle grandezze cinematiche, tra spostamento verticale e rotazione dell'elemento.

5.3.2 Idealizzazione della parete tramite il telaio equivalente

La modellazione a telaio equivalente della parete è scaturita dall'osservazione del reale comportamento che essa esibisce in caso di terremoto e tiene conto dei differenti meccanismi di collasso che possono insorgere (rottura per taglio, per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli, per scorrimento).

Avendo osservato che i danni provocati dal sisma sono concentrati in porzioni ben definite di muratura, ovvero quelle delimitate dalle aperture, è possibile assimilare il

comportamento di una parete a quello di un assemblaggio di macroelementi piani. La parete può essere suddivisa in componenti elementari: *maschi murari* e *fasce di piano*, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento, ed elementi rigidi detti *nodi*.

Divisa la parete in tratti orizzontali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, il primo passo per l'idealizzazione della parete in telaio equivalente è l'identificazione dei maschi murari. Gli elementi *maschio* sono le porzioni di muratura comprese fra due aperture appartenenti allo stesso piano. L'altezza del maschio è calcolata in funzione dell'altezza delle aperture che lo contornano considerando un'opportuna diffusione delle tensioni; coincide invece con l'altezza di interpiano nel caso in cui il maschio sia collocato all'estremità di una parete.

Le fasce, assimilabili a maschi ruotati di 90° , sono invece le porzioni di muratura comprese fra due aperture allineate verticalmente, collocate su due livelli diversi. La lunghezza di una fascia viene determinata come media delle larghezze delle aperture inferiore e superiore. Sui livelli esterni (piano terra e ultimo piano) le fasce sono individuate prolungando l'ingombro dell'apertura presente.

La discretizzazione del sistema si completa poi con l'individuazione dei nodi del modello: nelle restanti porzioni di muratura, che costituiscono le zone di connessione fra maschi e fasce, solo raramente si riscontrano fenomeni di danno. La deformazione di queste regioni è, pertanto, considerata trascurabile rispetto alle deformazioni non lineari del macroelemento che governano la risposta sismica. Queste porzioni di muratura possono quindi essere considerate infinitamente rigide rispetto agli altri elementi e costituiscono i nodi rigidi del telaio. L'altezza del nodo rigido è considerata pari al valore medio dell'altezza delle fasce adiacenti.

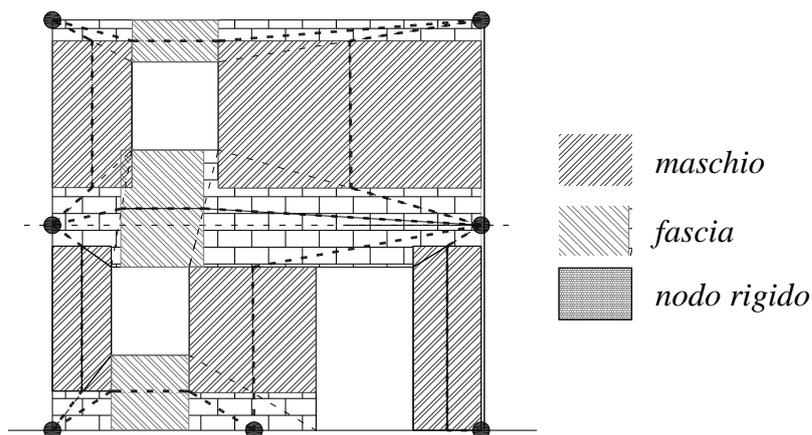


Figura 5.9 Individuazione di maschi, fasce e nodi rigidi

Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano detto appunto telaio equivalente (Figura 5.10).

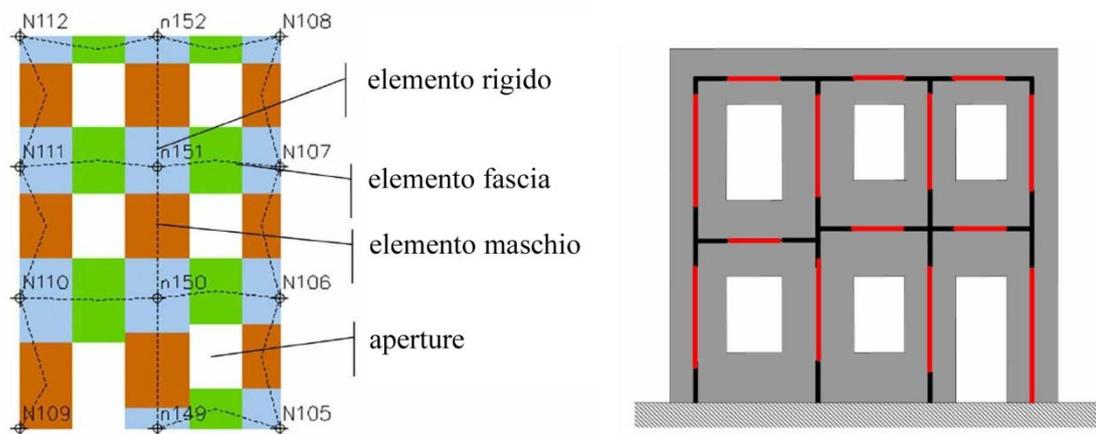


Figura 5.10 a) Mesh che rappresenta la suddivisione in macroelementi b) Individuazione del telaio equivalente

Nell'approccio a telaio equivalente maschi e fasce sono modellati con macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi dei pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x, u_z, rot_y).

Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x, z) nel piano della parete, dove la quota z corrisponde a quelle degli

orizzontamenti; questi nodi sono bidimensionali e infatti dispongono solamente dei tre gradi di libertà u_x, u_z, rot_y ; essi possono essere puntuali oppure dotati di una propria geometria.

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi. Considerati gli assi baricentrici degli elementi, questi potrebbero non coincidere con il nodo; di conseguenza nei blocchi rigidi si potrà verificare un'eccentricità tra il nodo del modello e quello dell'elemento deformabile.

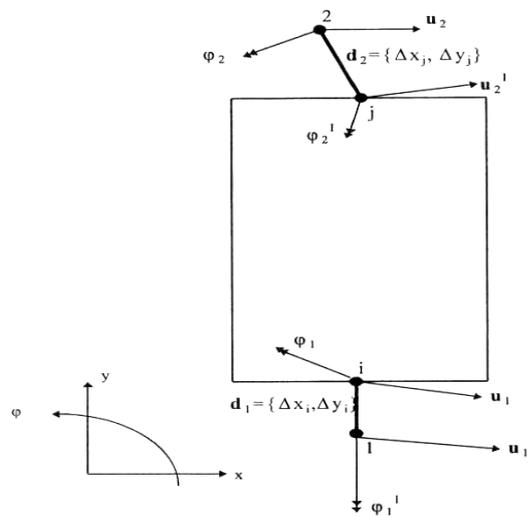


Figura 5.11 Estremi rigidi del macroelemento ed eventuale loro eccentricità

Questa operazione viene effettuata applicando una opportuna matrice di estremo rigido alla matrice delle rigidezze dell'elemento medesimo.

Considerando i nodi 1 e 2 distinti dagli estremi i e j del macroelemento (Figura 5.11) si possono scrivere le seguenti relazioni cinematiche sfruttando l'ipotesi di piccoli spostamenti che permette di confondere seno e tangente con l'angolo stesso:

$$\begin{cases} u_1 = u_i - \Delta y_i \varphi_i \\ w_1 = w_i + \Delta x_i \varphi_i \\ \varphi_1 = \varphi_i \\ u_2 = u_j - \Delta y_j \varphi_j \\ w_2 = w_j + \Delta x_j \varphi_j \\ \varphi_2 = \varphi_j \end{cases}$$

In termini matriciali questa operazione può essere poi tradotta introducendo la matrice di estremo rigido D_e che risulta:

$$D_e = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -\Delta y_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \Delta x_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -\Delta y_j & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \Delta x_j & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

La matrice di rigidezza elastica dell'elemento \mathbf{K}_e e il vettore delle azioni nodali \mathbf{q} saranno così modificati attraverso le matrici \mathbf{D}_e di estremo rigido.

La modellazione di elementi orizzontali, come le fasce (intese come maschi ruotati) richiede la rotazione degli elementi: questa operazione si esegue applicando una matrice di rotazione \mathbf{R} :

$$R = \begin{bmatrix} \cos(\alpha) & \sin(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\alpha) & \sin(\alpha) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

In realtà per quel che riguarda il macroelemento sarebbe stato sufficiente prevedere due condizioni: orizzontale ($\alpha=0$) e verticale ($\alpha=90^\circ$), ma nel modellare una parete bisogna disporre di elementi che riproducano travi o catene, che possono avere orientamento generico.

La discretizzazione della parete appena descritta viene eseguita in modo automatico dal programma TreMuri, ma è comunque possibile, per le strutture fortemente irregolari, modificare manualmente la mesh creata dal software.

L'identificazione di maschi e fasce può risultare quasi banale per le pareti in cui le aperture hanno una distribuzione regolare (Figura 5.12), ma diventa invece più difficile e ambigua se le aperture sono irregolari.

In particolare, nel caso di un non perfetto allineamento delle aperture, per riprodurre realisticamente la diffusione delle tensioni, TreMuri assume un valore medio per

l'altezza della fascia che è funzione della porzione di muratura in cui si sovrappongono le aperture superiore e inferiore.

Un altro caso significativo è quello in cui le aperture presentano un netto disallineamento oppure è presente un'interruzione nella sequenza delle stesse. In questa situazione la modellazione più efficace e aderente al comportamento evidenziato nelle murature consiste nel non inserire alcuna fascia e modellare l'intera porzione come nodo rigido (Figura 5,13).

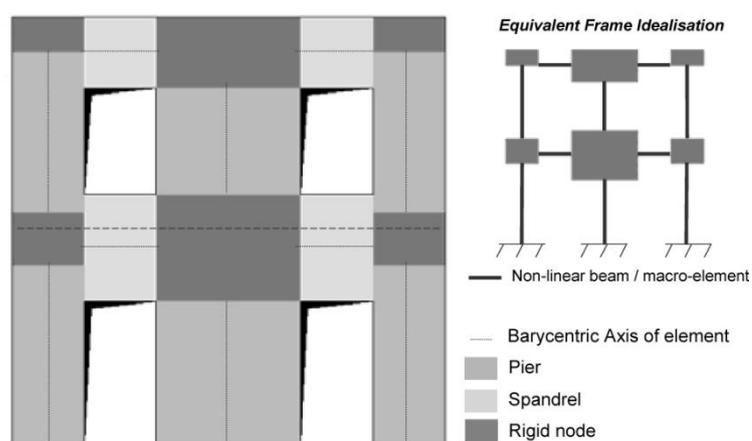


Figura 5.12 Modellazione a telaio equivalente di una parete con aperture regolari

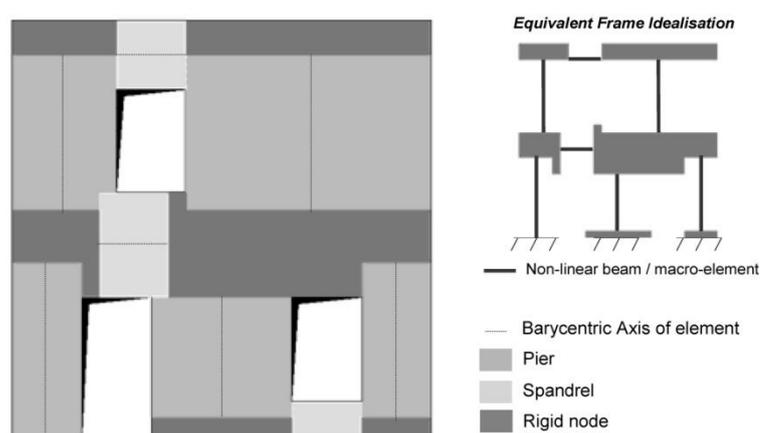


Figura 5.13 Modellazione a telaio equivalente di una parete con aperture irregolari

5.3.3 Modellazione di altri elementi strutturali

Negli edifici esistenti si riscontra spesso la presenza di elementi strutturali realizzati in materiali differenti dalla muratura: cemento armato, acciaio, legno.

Come si può vedere in Figura 5.14, il programma 3Muri consente di esaminare e modellare strutture in muratura in cui sono presenti ulteriori tipologie di elementi resistenti: catene, travi (in legno o in acciaio) ed elementi in cemento armato (travi, pilastri, setti).

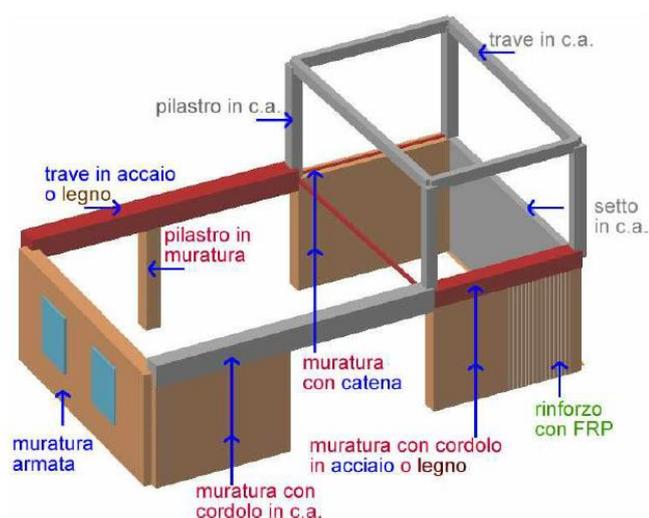


Figura 5.14 Modellazione in 3Muri di differenti tipologie di elementi strutturali

Nasce quindi l'esigenza di inserire questi elementi nell'ambito della modellazione strutturale.

Catene metalliche e travi in acciaio o legno sono modellate come travi non lineari, ovvero prismi elastici a sezione costante, individuati nel piano dalla posizione dei due nodi di estremità che devono appartenere alla medesima parete. A questi elementi può essere associato un materiale qualsiasi, opportunamente definito attraverso le sue caratteristiche di resistenza e rigidezza. Noti la lunghezza (dimensione prevalente), l'area, il momento di inerzia e il modulo elastico, è possibile ricostruire la matrice di rigidezza (applicando le regole del legame elastico) e, assumendo, che permangano indefinitamente in campo elastico, si applicano le consuete formulazioni del legame elastico (Petrini *et al.*, 2004; Corradi dell'Acqua, 1992).

Negli edifici esistenti in muratura le catene sono molto diffuse in quanto venivano inserite per migliorare l'ammorsamento fra le pareti e contrastare i meccanismi di collasso di primo modo. La modellazione delle catene viene effettuata attraverso l'elemento trave non lineare sopra citato, con alcune peculiarità dovute al fatto che queste strutture metalliche sono sprovviste di rigidità flessionale e perdono ogni efficacia nel caso divengano compresse. Questa loro caratteristica comporta un ulteriore elemento di non linearità nel modello: la rigidità complessiva del sistema deve diminuire qualora una catena tesa divenga compressa e deve aumentare nel caso contrario. Un'altra peculiarità di questi elementi è la possibilità di assegnare una deformazione iniziale ε_0 , che determina una forza $F_c = EA\varepsilon_0$; dal punto di vista statico, una volta determinato il vettore globale delle forze di precompressione f_c , basterà applicarlo alla struttura come se fosse un carico esterno.

La matrice di rigidità di elementi privi di rigidità flessionale è facilmente ricavabile azzerando dalla matrice dell'elemento tutti i termini contenenti J ; per gestire invece la non linearità occorre conservare distinti tutti i contributi elastici dovuti alle catene, e verificare ad ogni passo se vi siano catene precedentemente tese ora compresse o viceversa, ed in tal caso provvedere a correggere la matrice di rigidità complessiva del modello.

Gli elementi strutturali in calcestruzzo armato sono modellati come elementi non lineari a plasticità concentrata. Essi sono caratterizzati da un comportamento bilineare con resistenza limitata e comportamento elastico-perfettamente plastico con pendenza invariata rispetto a quella iniziale durante i cicli di scarico: la concentrazione della plasticità, con la conseguente formazione di cerniere plastiche, è localizzata esclusivamente agli estremi dell'elemento.

I meccanismi resistenti considerati sono due: duttile di flessione (con o senza sforzo normale), per ciascuna delle estremità dell'elemento con la conseguente formazione di una cerniera plastica, e fragile a taglio, conformemente ai criteri previsti nelle normative vigenti al variare dei diversi elementi strutturali (travi, pilastri, pareti).

L'elemento trave non lineare in cemento armato è un elemento a sei gradi di libertà definito fra due nodi bidimensionali. Esso è caratterizzato da una sezione trasversale rettangolare; sezioni di forma diversa sono definite attraverso una sezione rettangolare di area equivalente.

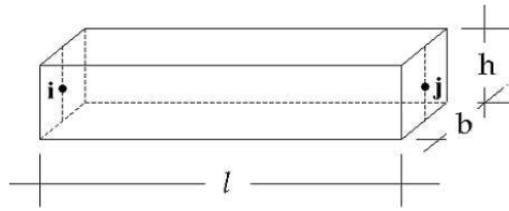


Figura 5.15 Geometria dell'elemento trave in c.a.

Per ciascun elemento il comportamento elastico lineare è determinato direttamente a partire dal calcolo dei contributi di rigidezza a taglio e flessionale, computabili sulla base delle proprietà meccaniche e geometriche; nel calcolo di tali fattori si fa riferimento alla sola sezione in calcestruzzo, trascurando il contributo offerto dall'armatura e tenendo conto della riduzione di rigidezza dovuta alla fessurazione. I differenti contributi sono opportunamente assemblati nella matrice di rigidezza elastica del singolo elemento.

I limiti di resistenza, relativi ai meccanismi di rottura considerati, coincidono con il valore ultimo, poiché vige l'ipotesi di comportamento elastico-perfettamente plastico, senza, dunque, fenomeni di incrudimento.

La presenza di pilastri è modellata mediante elementi definiti tra due nodi tridimensionali, caratterizzati da cinque gradi di libertà ciascuno. I pilastri possono essere in cemento armato, in muratura o in un altro materiale da definire opportunamente. La matrice di rigidezza elastica è assemblata in maniera analoga a quelle degli elementi definiti fra nodi bidimensionali.

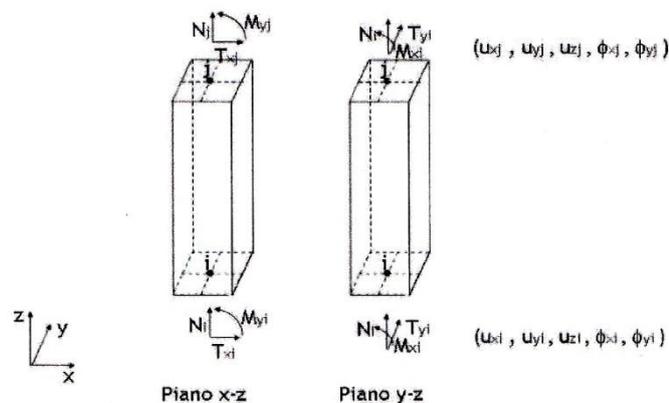


Figura 5.16 Modello cinematico dell'elemento pilastro

É prevista anche la modellazione di setti in c.a., definiti fra due nodi tridimensionali. Questi possono essere dotati di aperture come i pannelli murari e presentano lo stesso comportamento meccanico già descritto per gli elementi in cemento armato.

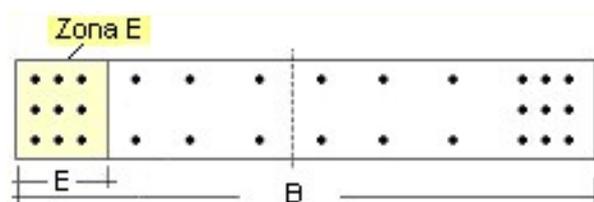


Figura 5.17 Armatura di un setto in c.a.

Mediante lo stesso tipo di elemento, modificando alcuni parametri, è possibile modellare travi di accoppiamento in c.a. dotate di armatura diagonale di rinforzo.

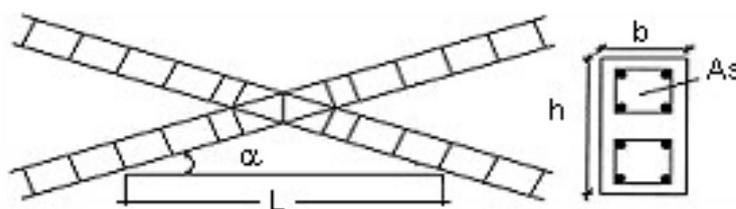


Figura 5.18 Trave di accoppiamento con armatura diagonale di rinforzo

Una volta numerati in modo univoco i gradi di libertà del sistema, gli elementi maschio murario, fascia e gli altri elementi strutturali vengono assemblati in un'unica matrice complessiva che descrive la rigidezza dell'intera parete.

5.3.4 Modellazione tridimensionale

L'idealizzazione a telaio equivalente delle pareti sollecitate nel proprio piano costituisce il punto di partenza per la modellazione del comportamento globale della struttura. Tuttavia, l'estensione della procedura alla modellazione tridimensionale non è affatto banale. La strada scelta è quella di conservare la modellazione delle pareti nel proprio piano assemblandole ad altre strutture, gli orizzontamenti, dei quali viene modellato il comportamento membranale.

Il modello dell'edificio viene ad assumere così globalmente masse e rigidzze su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli gradi di libertà nel piano (nodi bidimensionali).

In questo modo si può pervenire ad un modello strutturale essenziale senza gravarlo del calcolo della risposta fuori piano locale, che può comunque essere verificata a posteriori.

Stabilito un sistema di riferimento globale unico per il modello dell'edificio, per prima cosa bisogna introdurre i riferimenti locali di ciascuna parete: si assume che le pareti giacciono in un piano verticale e si localizza la traccia in pianta della generica parete i attraverso le coordinate di un punto, l'origine del riferimento locale $O_i(x_i, y_i, z_i)$, rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano globale (X,Y,Z) , e l'angolo θ_i calcolato rispetto all'asse X . Il sistema di riferimento locale della parete è così univocamente definito e la modellazione a macroelementi può avvenire con le stesse modalità del caso piano. I macroelementi, così come gli elementi trave o catena, mantengono il comportamento nel piano e non necessitano di essere riformulati.

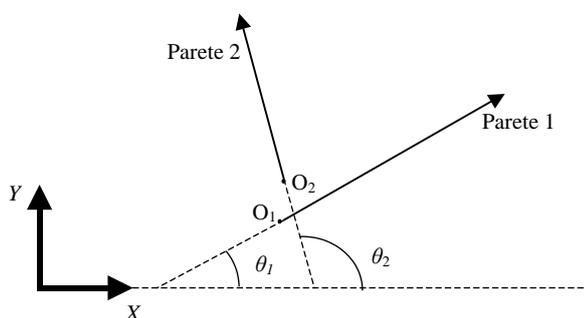


Figura 5.19 Individuazione in pianta della traccia delle pareti

I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano nel riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati dalle incidenze di queste ultime) devono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali). Questi nodi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidzza fuori piano delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale Z in quanto non connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidzza rotazionale locale. I nodi rigidi tridimensionali, rappresentativi di situazioni quali cantonali e martelli, sono ottenuti come assemblaggio

di virtuali nodi rigidi bidimensionali individuati in ciascuna delle pareti incidenti. Essi hanno componenti di spostamento generalizzato secondo cinque gradi di libertà: tre spostamenti, u_x , u_y e u_z , e due rotazioni φ_x e φ_y .

Le relazioni tra le cinque componenti di spostamento e rotazione del nodo tridimensionale e le tre del nodo bidimensionale fittizio, appartenente alla singola parete sono perciò date dal seguente sistema di equazioni, in cui con u , w e φ sono le tre componenti di spostamento secondo i gradi di libertà del nodo fittizio appartenente alla generica parete orientata in pianta secondo un angolo θ .

$$\begin{cases} u = u_x \cos \theta + u_y \sin \theta \\ w = u_z \\ \varphi = \varphi_x \sin \theta - \varphi_y \cos \theta \end{cases}$$

Analogamente anche le forze applicate ai nodi tridimensionali vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate, così, ai macroelementi nel loro piano di resistenza (Figura 5.20).

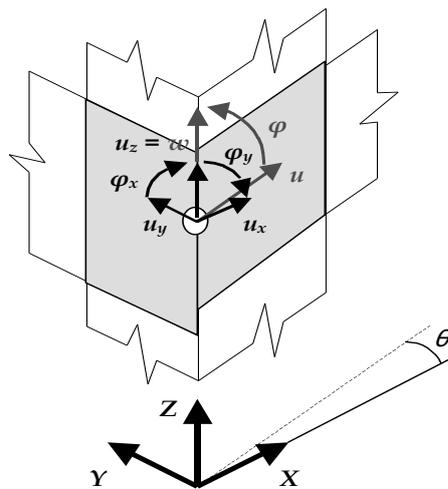


Figura 5.20 Gradi di libertà del nodo tridimensionale

Le forze reattive trasmesse dai macroelementi appartenenti alle singole pareti ai nodi fittizi bidimensionali vengono riportate nel riferimento globale in base alle seguenti relazioni:

$$\begin{cases} F_x = F_h^1 \cos \theta_1 + F_h^2 \cos \theta_2 \\ F_y = F_h^1 \sin \theta_1 + F_h^2 \sin \theta_2 \\ F_z = F_v^1 + F_v^2 \\ M_x = M^1 \sin \theta_1 + M^2 \sin \theta_2 \\ M_y = -M^1 \cos \theta_1 - M^2 \cos \theta_2 \end{cases}$$

Come si può vedere in Figura 5.21, i termini con apice 1 e 2 fanno riferimento rispettivamente ai termini di forza corrispondenti ai nodi virtuali individuati nelle pareti 1 e 2 cui il nodo tridimensionale appartiene.

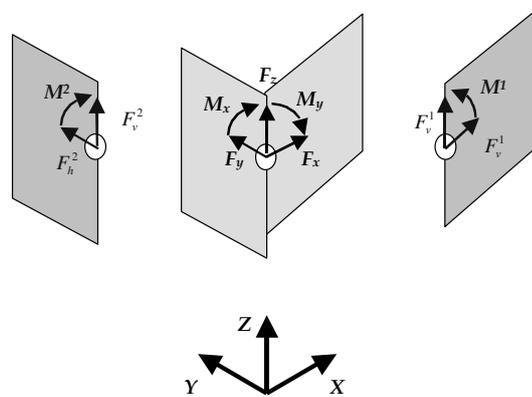


Figura 5.21 Forze sul nodo a 5 g.d.l. e sui corrispondenti nodi virtuali a 3 g.d.l.

La modellazione della parete può così ancora avvenire nel piano, recuperando quanto descritto nel paragrafo precedente: i nodi che appartengono ad una sola parete rimangono bidimensionali, ossia mantengono solo tre gradi di libertà anziché cinque.

I solai sono modellati come elementi finiti a comportamento membranale, ovvero in grado di trasmettere solo sforzi nel piano, e ortotropo, per tenere conto delle diverse rigidità nelle due direzioni principali. Essi sono individuati da tre o quattro nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y),

I solai sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1 . E_2 è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{2,1}$ il modulo di elasticità tangenziale. E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine $G_{2,1}$ rappresenta invece la rigidità a taglio dei solai nel loro piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

La possibilità di modellare i solai come elementi membrana caratterizzati da rigidità finita risulta particolarmente cruciale nel caso di manufatti caratterizzati da orizzontamenti come solai lignei oppure strutture voltate, per i quali l'ipotesi di

rigidezza infinita, spesso adottata in molti modelli di calcolo, risulta del tutto inadeguata.

È possibile disporre un elemento solaio collegandolo ai nodi tridimensionali, poiché esso ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le varie pareti in proporzione alla loro rigidezza e in funzione della propria, conferendo al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale funzionamento strutturale.

L'elemento finito di riferimento considerato è l'elemento piano, in stato piano di tensione, a tre nodi.

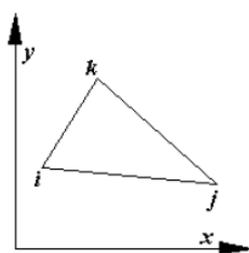


Figura 5.22 Elemento piano a tre nodi

L'elemento a quattro nodi è ottenuto come media del contributo delle due coppie di elementi a tre nodi secondo cui è possibile suddividere il quadrilatero. In questo modo è possibile modellare con un unico elemento campiture di solaio di forma quadrilatera irregolare, con generica direzione di orditura.

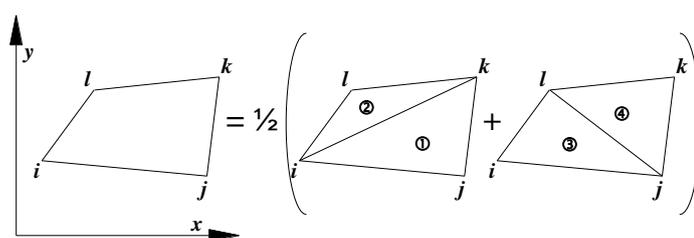


Figura 5.23 Elemento piano a quattro nodi

La matrice di rigidezza coinvolge, ovviamente, i soli nodi tridimensionali di incidenza del solaio, mentre il contributo dei carichi verticali, propri o portati, viene attribuito in termini di massa nodale aggiunta a tutti i nodi, anche a quelli a bidimensionali, appartenenti alle pareti di incidenza alla quota di piano del solaio. Tale massa

aggiuntiva viene calcolata in base alle aree di influenza di ciascun nodo, tenendo conto della direzione di orditura del solaio.

Si è reso necessario, a causa delle ipotesi semplificate illustrate in precedenza, costruire una nuova matrice di inerzia in cui i contributi alla massa dei nodi a tre gradi di libertà in direzione ortogonale alle pareti di appartenenza siano riportati ai nodi a cinque gradi di libertà.

La costruzione della matrice d'inerzia inizia dall'assemblaggio di quelle delle singole pareti e tiene conto della massa (propria e portata) trasferita dai solai, coerentemente con il proprio verso di orditura, ai nodi (bi o tridimensionali) con un'eventuale eccentricità orizzontale nel piano della parete.

Anche la massa dei nodi e la quota parte di massa degli elementi incidenti possono presentare, nel piano della parete, eccentricità verticali e orizzontali (il baricentro del nodo potrebbe non coincidere con il punto geometrico di definizione e la porzione di massa trasferita al nodo dal macroelemento sarà generalmente eccentrica) (Figura 5.24). Poiché i nodi bidimensionali sono privi di gradi di libertà ortogonali al piano della parete di appartenenza, nel calcolo delle masse è trasferita la quota di massa nodale (Figura 5.24) in tale direzione ai nodi tridimensionali vicini, in proporzione alla mutua distanza e in modo che la massa complessiva del sistema nelle direzioni X ed Y sia coerente. Nel modello sono cioè considerate due distinte masse nodali nelle due direzioni orizzontali per i nodi tridimensionali.

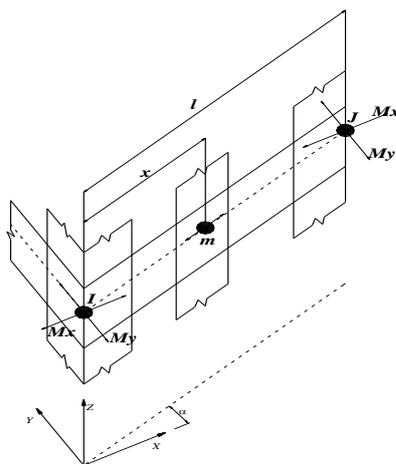


Figura 5.24 Trasferimento ai nodi 3D della massa nodale in direzione ortogonale alla parete

Con riferimento alla figura precedente, i termini di massa nodale del nodo I si ottengono dalle seguenti relazioni:

$$M_x^I = M_x^I + m(1 - |\cos \alpha|) \frac{l-x}{x}$$

$$M_y^I = M_y^I + m(1 - |\sin \alpha|) \frac{l-x}{x}$$

Questa soluzione consente così di implementare analisi statiche con componenti di accelerazione nelle tre direzioni principali ed analisi dinamiche al passo anch'esse con la possibilità di specificare contemporaneamente tre componenti di input nelle tre direzioni.

5.4 Modellazione degli archi

5.4.1 Analisi in Ansys

Il sistema strutturale del Politeama Verdi di Carrara risulta particolarmente adatto alla modellazione a telaio equivalente, in quanto definito da una maglia strutturale puntuale costituita da pilastri ed archi e poiché in facciata presenta una scansione di finestre molto regolari e allineate sui diversi piani; pertanto, di per sé, la maglia strutturale dell'edificio è facilmente assimilabile a quella di un telaio.

Tuttavia, un elemento particolarmente critico nella modellazione dell'edificio è rappresentato dalla modellazione degli archi in muratura, elementi diversi da travi, dotati di resistenza a compressione, ma non di resistenza a trazione.

Al fine di comprendere il reale contributo dato dagli archi nella risposta complessiva per azioni prevalenti nel piano dell'intero edificio e di determinare il reale grado di accoppiamento garantibile dagli archi, è stato analizzato un modello agli elementi finiti costituito da un sistema elementare rappresentativo di una campata tipo del Politeama, definito da tre pilastri e due archi, con presenza di catene posizionate a filo dell'intradosso. I parametri geometrici e meccanici attribuiti sono illustrati nella figura seguente.

PARAMETRI GEOMETRICI	
Spessore arco	24 cm
Freccia arco	60 cm
Luce arco	240 cm
Dimensioni pilastro	60 x 60 cm
ELEMENTO	PARAMETRI MECCANICI
Riempimento	Densità 1300 kg/m ³
Catena in acciaio	Densità 7850 kg/m ³
Arco e pilastri	Densità mattone 1800 kg/m ³
	Modulo elastico E _x = E _z 2,5·10 ⁹ Pa
	Modulo elastico E _y 1,8·10 ⁹ Pa
	Coefficiente di Poisson ν 0,2
	Modulo G _{xy} = G _{yz} = G _{xz} 6·10 ⁸ Pa

Tabella 5.1 Caratteristiche geometriche del sistema analizzato

Il sistema è stato studiato in Ansys, utilizzando il legame costitutivo formulato da Lagomarsino-Gambarotta (1997) ed implementato nell'elemento PLANE 42 disponibile nella libreria del programma.

Tale legame (sviluppato specificatamente per la modellazione di pareti murarie) considera una muratura ordinata di mattoni con interposti giunti di malta, nella quale la dimensione dei blocchi è modesta rispetto alle dimensioni della parete.

La muratura viene modellata come un materiale stratificato costituito da due strati caratteristici: il primo consiste nei giunti principali continui di malta; il secondo nei mattoni, combinati con i giunti secondari discontinui di malta. Non si considera, pertanto, la discontinuità meccanica costituita dai giunti secondari discontinui di malta, che quindi non contribuiscono nel legame alla risposta del materiale né in termini deformativi, né di resistenza.

Il legame descrive tre meccanismi di danneggiamento:

- il danneggiamento (*decoesione*) dei giunti principali di malta associato ad una tensione di trazione agente ortogonalmente al loro piano;
- il danneggiamento (*decoesione*) dei giunti principali di malta per una tensione tangenziale agente nel piano della parete, limitato, attraverso l'attrito, da una eventuale tensione di compressione agente ortogonalmente al loro piano;
- il danneggiamento e la rottura dei blocchi per compressione normale al piano dei giunti principali di malta e per taglio agente sulla giacitura dei medesimi giunti.

Le equazioni costitutive sono formulate in stato piano di tensione, attraverso un processo di omogeneizzazione del materiale stratificato assunto come rappresentativo della muratura. In particolare, si assume che il tensore delle deformazioni medie, espresso in funzione del tensore delle tensioni medie, sia costituito da un contributo elastico fornito dal materiale omogeneizzato e da un contributo anelastico associato al danno. I contributi anelastici della deformazione sono espressi in funzione delle tensioni applicate, delle proprietà deformative anelastiche del materiale ed, infine, di tre variabili di stato che rappresentano il livello di danno in ogni passo della storia di carico.

L'evoluzione del danneggiamento, cui è connesso il degrado della rigidità e della resistenza del materiale, è regolata attraverso due tipi di leggi di evoluzione. Il primo tipo, mutuato dalla Meccanica della Frattura, si basa sui principi della Toughness Function e descrive la perdita di coesione associata al progredire del danno. Il secondo tipo si basa sul criterio di Mohr-Coulomb e rappresenta la risposta ad attrito dei giunti.

Il legame è in grado di cogliere il comportamento isteretico della muratura sotto azioni cicliche di taglio (tipicamente, le azioni sismiche).

Nella modellazione, si sono inoltre considerati:

- il contributo del riempimento (modellato analogamente ad arco e pilastro come elemento PLANE 42 e per cui si è considerata una densità pari a 1300 kg/m^3), modellato al fine di simulare il trasferimento del carico in condizioni reali per mezzo di un comportamento elastico lineare (il riempimento è identificato in figura seguente dal colore viola);
- la presenza delle catene estradossali, modellate quest'ultime come elementi link (gli elementi rosa in figura seguente);
- il contributo legato alla presenza dei carichi agenti sul sistema, modellati come elementi PLANE 42 posizionati in sommità a ciascun pilastro (la striscia di elementi blu nella figura seguente).

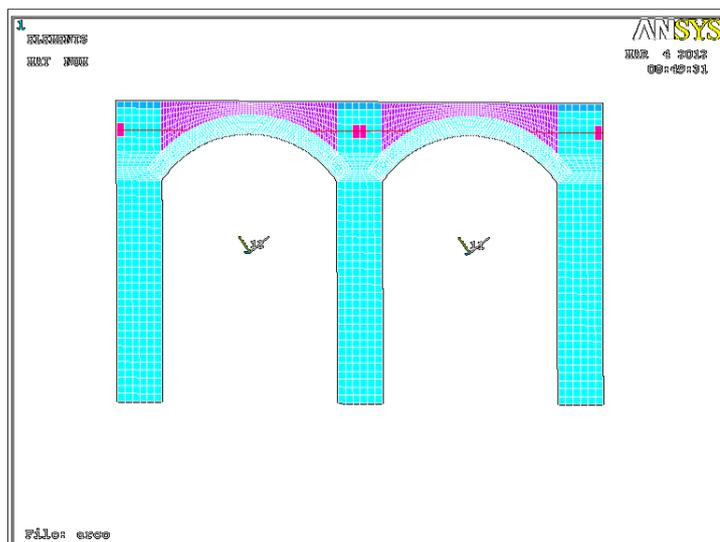


Figura 5.25 Modello realizzato in Ansys (dove è possibile riconoscere il riempimento-di colore viola, le catene – di colore rosa e gli elementi PLANE 42 – di colore blu introdotti per simulare il carico agente in sommità a ciascun pilastro)

Una volta realizzato il modello piano in Ansys, si è provveduto ad effettuare le seguenti analisi:

- Una prima analisi a peso proprio (effettuata in 5 sottopassi);
- Una successiva analisi applicando una distribuzione lineare di forze orizzontali (effettuata in 80 sottopassi fino ad un valore di accelerazione pari a $1,2g$).

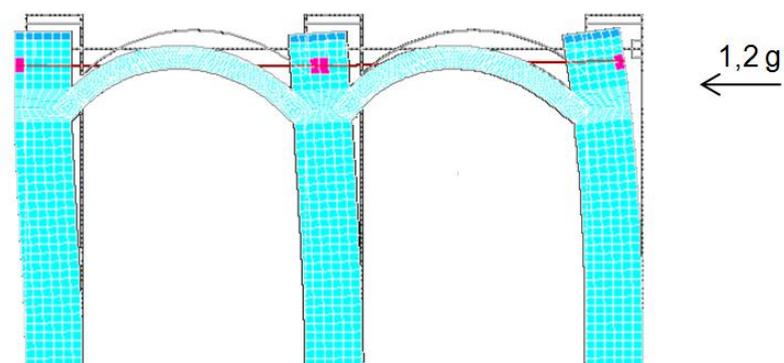


Figura 5.26 Applicazione di una distribuzione lineare di forze orizzontali fino ad un valore di 1,2 g; l'immagine tratteggiata rappresenta il sistema nella configurazione iniziale, al termine dell'analisi a peso proprio

Infine, è stata diagrammata la curva “Taglio V – Spostamento s” che riporta in ascisse il taglio totale alla base dei pilastri e in ordinate lo spostamento medio dei punti posizionati nella parte sommitale di ciascun pilastro (come illustrato in figura seguente).

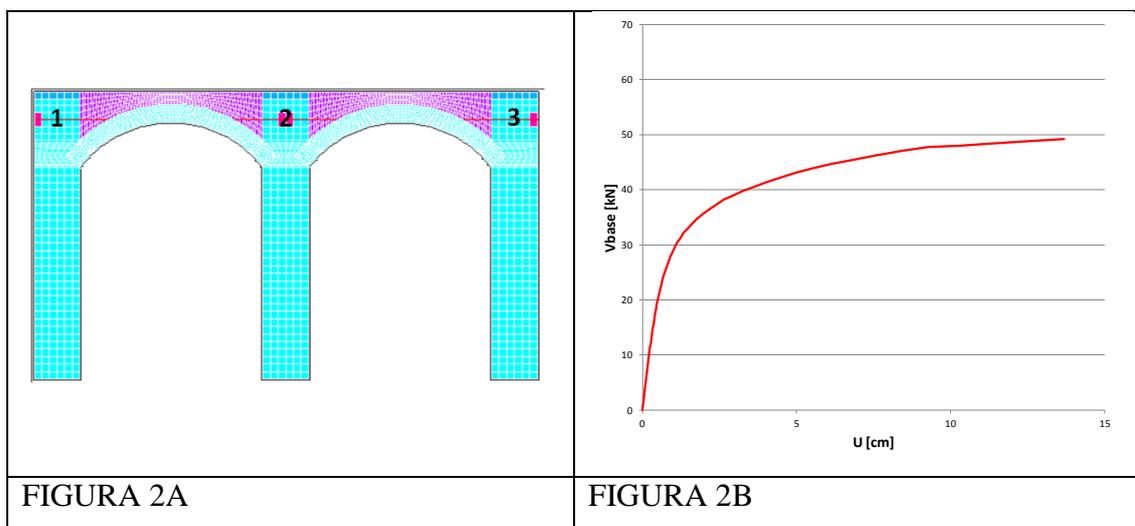


Figura 5.27 – Elaborazione della curva taglio alla base dei pilastri – spostamento medio (Fig. 2B) dei punti individuati in Fig. 2A

Di seguito, si riportano le immagini rappresentative dell'evoluzione del danneggiamento del giunto di malta al progredire dell'analisi in campo non lineare; il colore rosso indica che la malta si è danneggiata.

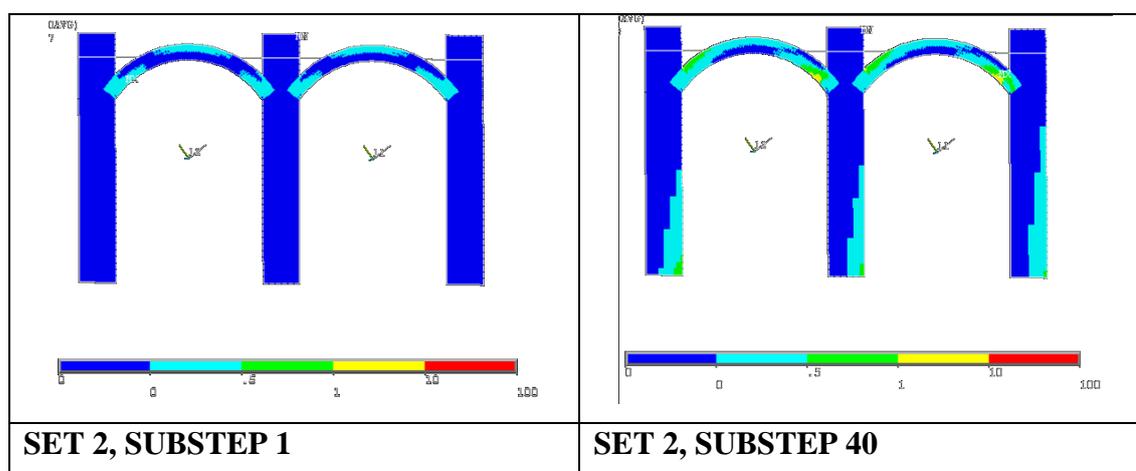
Si precisa che la denominazione “Set 2” si riferisce all’applicazione dell’accelerazione orizzontale crescente, mentre la denominazione “Substep” fa riferimento ai progressivi passi dell’analisi.

Come è possibile osservare dall’evoluzione del danno, si osserva come la formazione della prima cerniera negli archi (localizzata in prossimità dell’estremità in corrispondenza della zona di giunzione con i pilastri) si verifichi in corrispondenza dell’entrata forte nel campo non lineare (set 2, substep 60); successivamente, a seguito della formazione della seconda cerniera (set 2, substep 70), la curva taglio-spostamento medio si assesta su un valore di plateau.

Per quanto riguarda invece il danneggiamento dei pilastri, si osserva come questi mostrino un sostanziale comportamento prevalente a flessione, con l’apertura dei giunti alla base soggetti a trazione, dopo il superamento della resistenza a trazione assegnata al giunto di malta.

Si precisa che è stato verificato tramite il danneggiamento che non si è attivata la risposta a taglio.

Minima descrizione dell’evoluzione del danno: localizzazione della prima cerniera (entrata forte nel campo non lineare), poi formazione e localizzazione della seconda (plateaux). Dire qualcosa sul danno de maschi che mostrano un sostanziale comportamento prevalente a flessione (apertura dei giunti alla base soggetti a trazione – dopo il superamento della resistenza a trazione assegnata al giunto di malta; è stato verificato tramite il danneggiamento che non si è attivata la risposta a taglio).



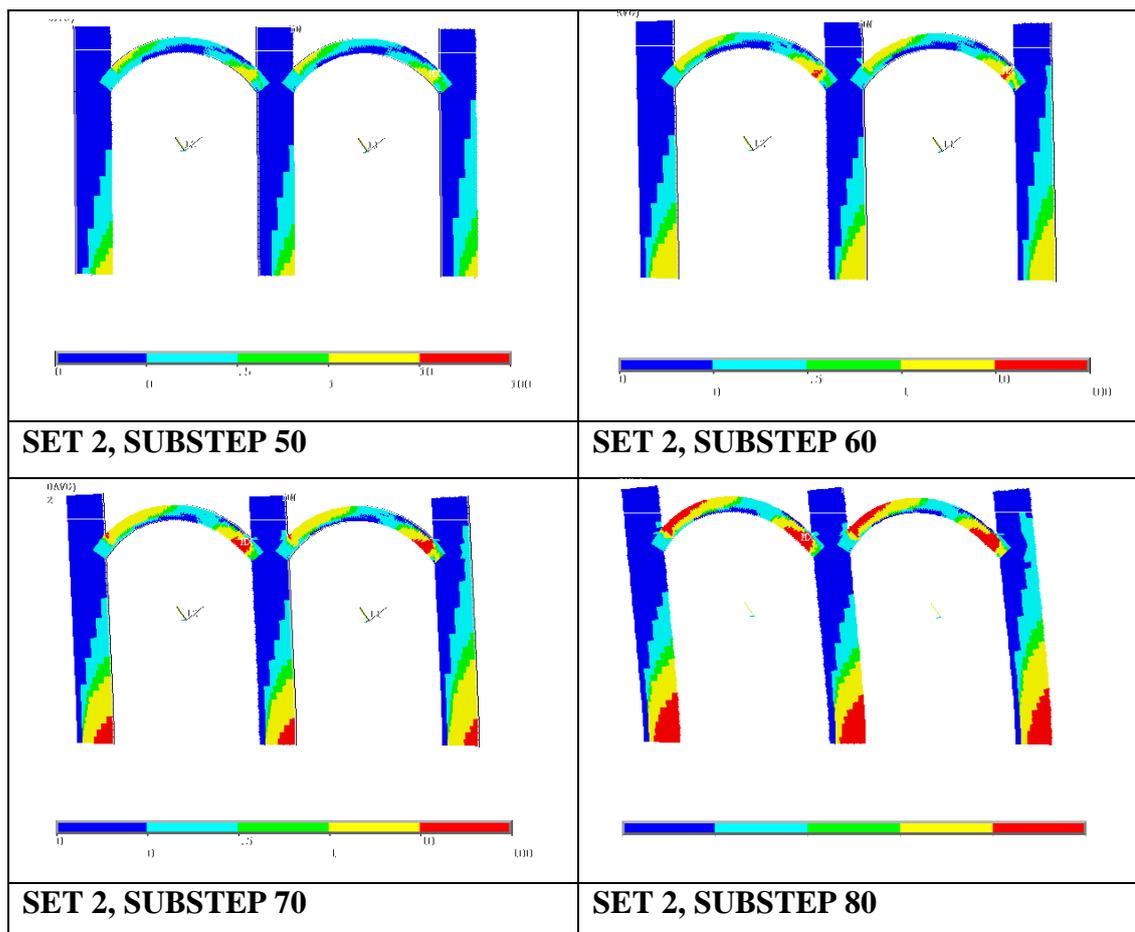


Figura 5.28 Analisi del danneggiamento del giunto di malta al progredire dell'analisi in campo non lineare

L'analisi condotta in Ansys, ha anche reso possibile individuare l'esatta posizione delle cerniere plastiche in campo non lineare, come è possibile dedurre dalla figura seguente, in cui la graduale apertura del giunto di malta all'evolvere dell'analisi è rappresentata in rosso. Come è possibile osservare, poiché l'arco in esame è piuttosto snello e ribassato, le cerniere si localizzano in prossimità della giunzione con i pilastri, diversamente da quanto generalmente si osserva nel caso di archi caratterizzati da uno spessore maggiore in cui si assiste ad una formazione di cerniere a 40° e 60° .

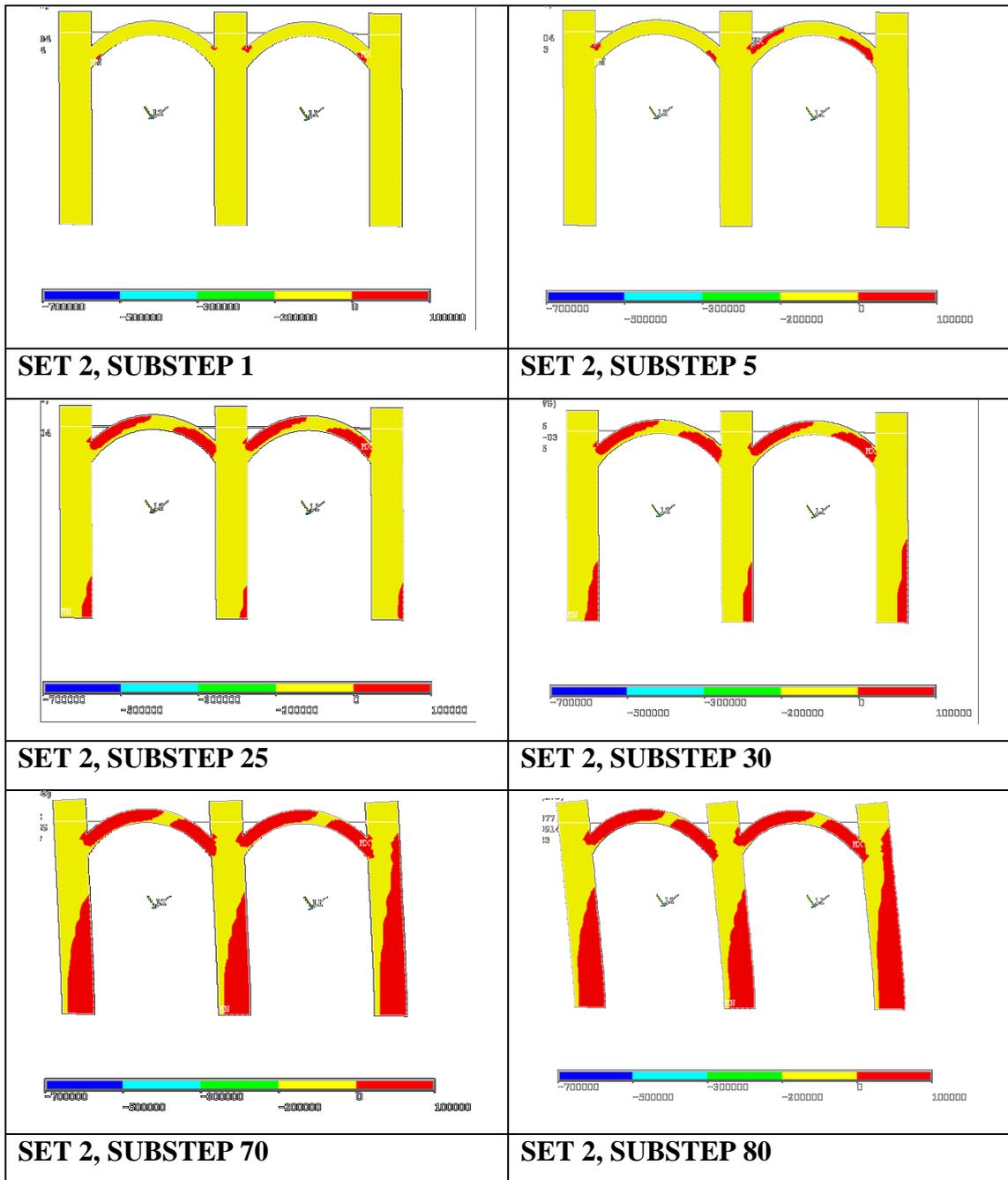


Figura 5.29 Apertura del giunto di malta per diversi passi dell'analisi

Al fine di comprendere il reale contributo nella risposta complessiva per azioni prevalenti nel piano dell'intero edificio legato alla presenza degli archi in muratura, si è confrontato il comportamento del sistema appena descritto (di seguito richiamato per brevità "Ansys_arco") con quello che si otterrebbe schematizzando però l'arco semplicemente come una trave incernierata alle estremità ("Ansys_no arco"): in quest'ultimo caso, il sistema costituito dall'arco e dai tre pilastri si riduce ad un sistema

elementare a telaio, in cui i pilastri sono assunti come mensole incastrate alla base e collegate tra loro tramite una biella.

La figura seguente mostra il confronto tra la curva taglio – spostamento nei due casi. Si osserva come, la presenza dell’arco, determini un aumento della resistenza a taglio, mentre nel secondo caso, l’arco si limita semplicemente a garantire l’accoppiamento tra i due pilastri.

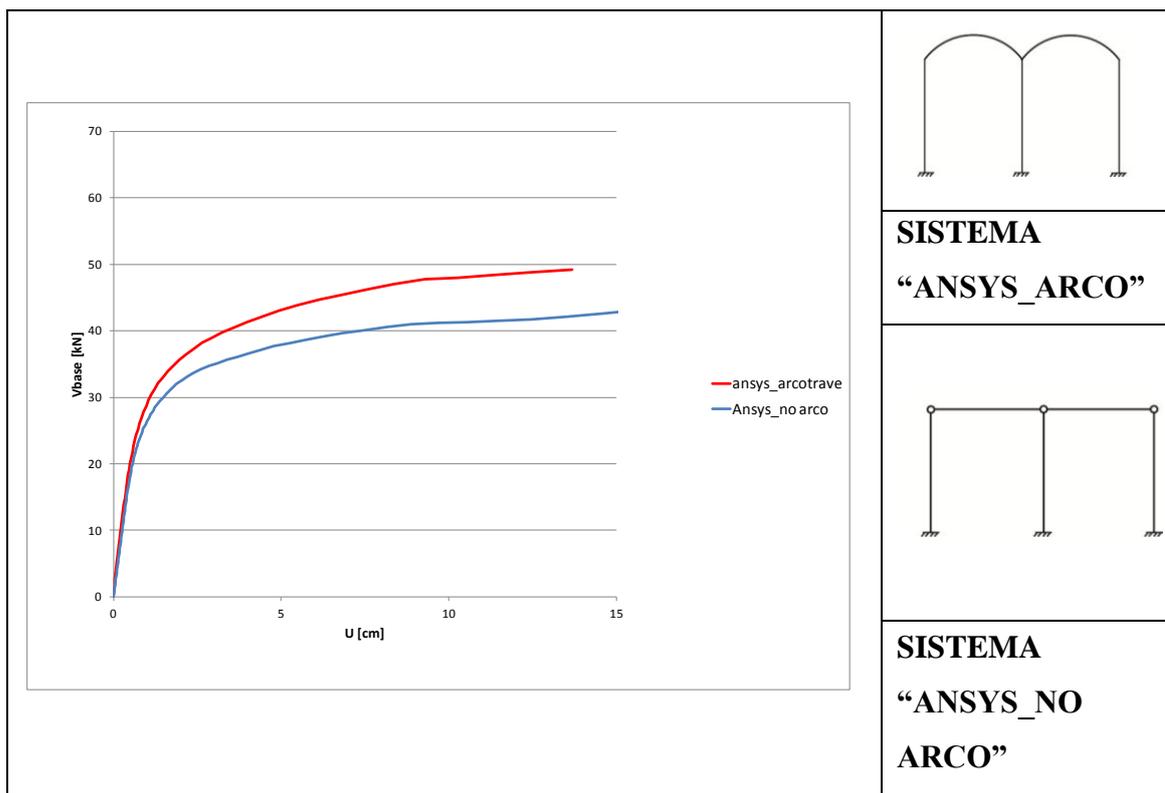


Figura 5.30 Confronto tra le curve taglio-spostamento nei due sistemi analizzati

5.4.2 Analisi in Tremuri

I risultati delle analisi effettuate a partire dai modelli agli elementi finiti realizzati in Ansys hanno mostrato come la presenza dell’arco non garantisca soltanto l’accoppiamento tra i pilastri, ma contribuisca anche ad incrementare la resistenza a taglio del sistema.

Sulla base della localizzazione delle cerniere emersa a seguito di queste preliminari valutazioni, sono state effettuate ulteriori analisi in Tremuri, provando a modellare l’arco come una trave inclinata incernierata alle due estremità al fine di simularne

l'effetto a “puntone equivalente”); il posizionamento delle cerniere è quello stimato dalle precedenti analisi Ansys, sulla base dell'osservazione delle sezioni in cui si è localizzata l'apertura del giunto e quindi la cerniera.

Analogamente a quanto illustrato nel paragrafo precedente, sono state effettuate in Tremuri le seguenti analisi:

- Una prima analisi a peso proprio;
- Una successiva analisi applicando una distribuzione lineare di forze orizzontali crescente.

La curva arancione rappresentata in Figura 5.31 rappresenta il comportamento del modello definito “Tremuri_arco trave”, realizzato in Tremuri modellando l'arco come una biella inclinata, posto a confronto con un sistema del tutto analogo, ma nel quale l'arco viene schematizzato come una trave orizzontale incernierata alle estremità. Analogamente a quanto illustrato al paragrafo precedente, quest'ultimo sistema si riduce al caso di due mensole (i piedritti) collegate tra loro da una biella.

I parametri geometrici e meccanici assegnati al modello in Tremuri sono stati scelti in modo da riprodurre il sistema precedentemente analizzato in Ansys. In particolare, ai pilastri sono stati attribuiti una resistenza a compressione pari a $f_m = 253 \text{ N/cm}^2$, un valore di modulo elastico pari a $E=1800 \text{ Mpa}$ ed infine un valore di $G=600 \text{ Mpa}$, mentre all'arco sono state assegnate le stesse proprietà di rigidità del pilastro. Si precisa inoltre che è stato controllato che la modalità di danno dei pilastri fosse coerente con quanto ottenuto dalle preliminari analisi effettuate in Ansys, in modo da non alterare il risultato ottenuto.

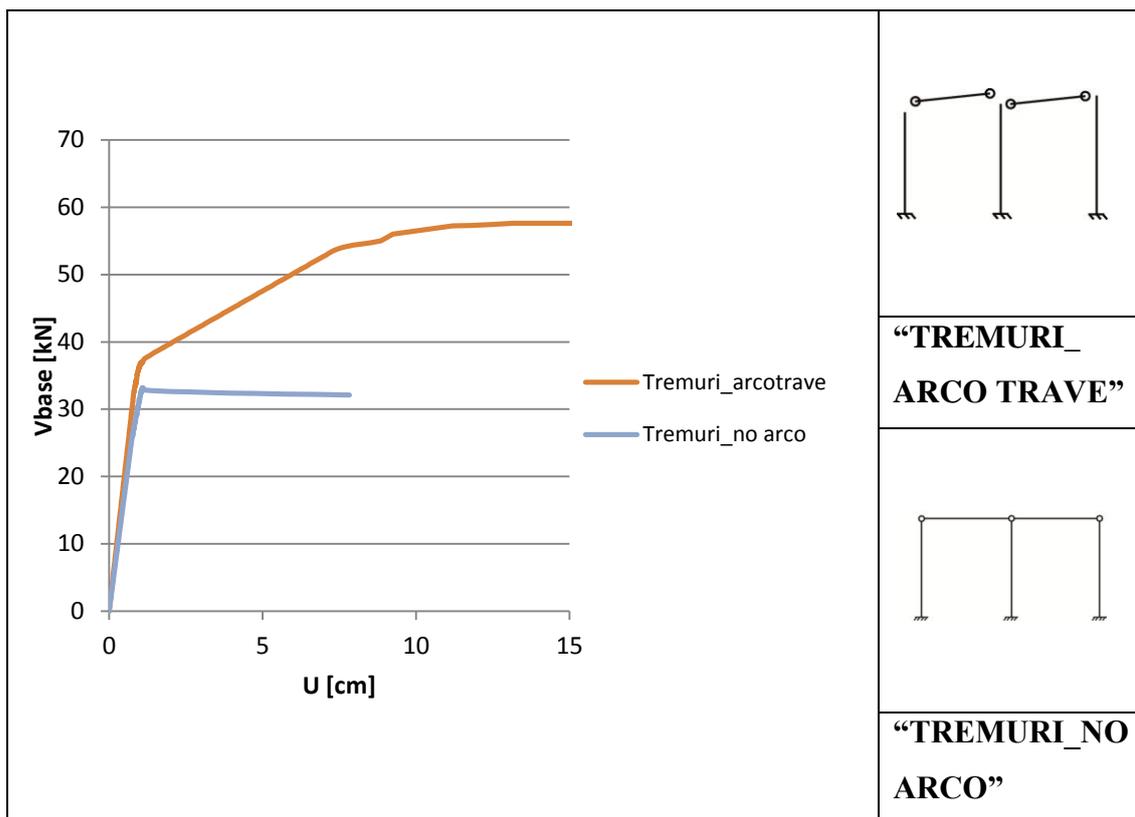


Figura 5.31 – Confronto tra le curve taglio – spostamento modellando l’arco come una biella inclinata (“Tremuri_arco trave”) oppure come una biella orizzontale (“Tremuri_no arco”)

In riferimento alla curva V-u che descrive il comportamento del sistema “Tremuri_arco trave”(curva arancione di Figura 5.31), è possibile osservare come essa sia definita da tre tratti, caratterizzati ciascuno da una pendenza differente. In particolare:

- Il tratto iniziale è funzione della rigidità iniziale dei pilastri (punto 1 in Figura 8); non appena formata la cerniera alla base del primo pilastro, la pendenza della curva diminuisce (punto 2 in Figura 8) . Si precisa che la formulazione della trave non lineare impiegata per modellare gli elementi trave/pilastro in Tremuri non consente di simulare un degrado progressivo della rigidità non consente di cogliere un degrado progressivo della rigidità –associato all’ingresso nella fase non lineare di alcune sezioni; tale effetto può essere tenuto in conto in maniera approssimata assegnando dei parametri di rigidità rappresentativi di condizioni già fessurate.
- L’inclinazione del secondo tratto è funzione della rigidità del puntone equivalente che garantisce un certo grado di accoppiamento tra i pilastri: essa è a sua volta funzione della sua inclinazione e delle proprietà meccaniche assegnate.

- La curva, a seguito della formazione della prima cerniera, è ancora in grado di crescere, poiché il sistema è dotato ancora di riserve legate al fatto che gli altri due piedritti non sono ancora completamente plasticizzati (punto 3 in Figura 8);
- A seguito della completa plasticizzazione di tutte le sezioni di base dei tre pilastri, la forza non è più in grado di crescere e la curva si assesta su un plateau (punto 4 in Figura 5.32).

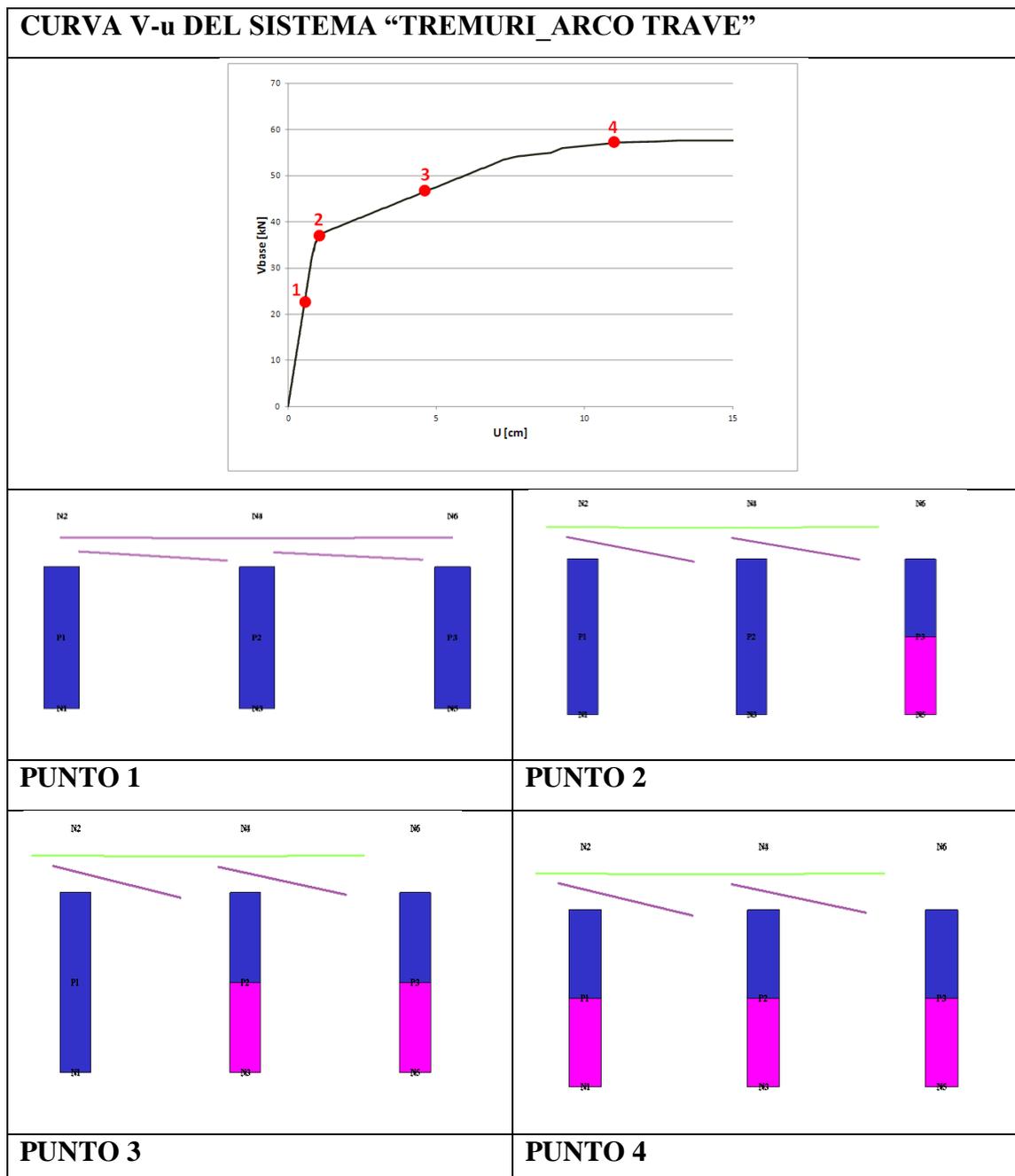


Figura 5.32 – Danno occorso nel sistema al progredire dell’analisi

5.4.3 Risultati e proposte di modellazione

Confrontando la curva V-u ottenuta a seguito dell'analisi effettuata in Tremuri per il sistema in esame ("Tremuri_arco trave") con le curve ottenute dalle analisi in Ansys nel caso di considerare o meno il contributo alla resistenza legato alla presenza dell'arco (rispettivamente "Ansys_arco" e "Ansys_no arco"), si osserva come il contributo in termini di resistenza legato alla presenza dell'arco risulti in Tremuri sovrastimato rispetto ai risultati ottenuti in Ansys. In realtà è necessario precisare che nel caso delle analisi svolte in Ansys, la resistenza risulta maggiorata poiché si è tenuto conto nella modellazione anche del contributo legato alla resistenza a trazione, su cui di fatto non è possibile fare del tutto affidamento.

Inoltre, mentre nel modello Ansys il legame costitutivo utilizzato permette di tenere conto del degrado successivo, in Tremuri ciascun elemento viene modellato come una bilineare equivalente (secondo un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico), per cui la rigidezza iniziale ottenuta risulta essere maggiore.

Nonostante tali differenze, il modello a telaio sembra in grado di cogliere la risposta attesa a patto di calibrare opportunamente le proprietà assegnate al puntone equivalente.

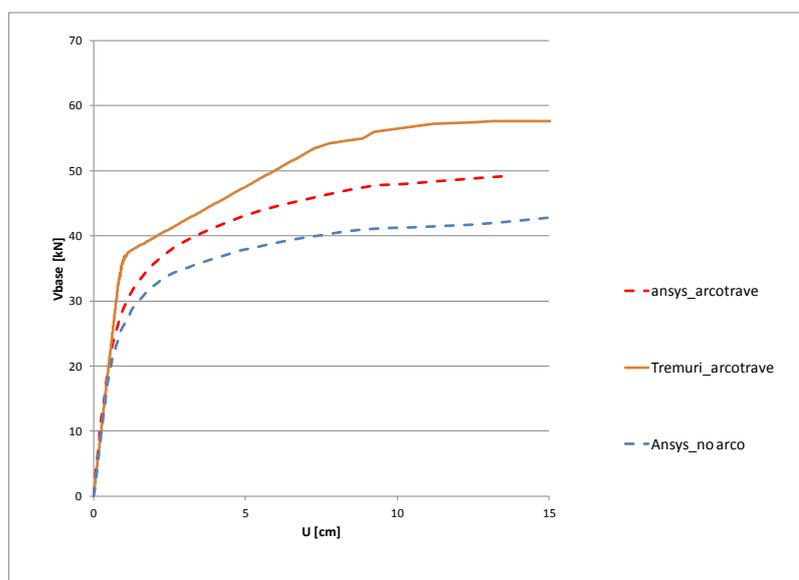


Figura 5.33– Confronto tra i risultati ottenuti in Ansys (considerando alternativamente il contributo dell'arco) e in Tremuri

Per questi motivi, al fine di simulare il più possibile il reale comportamento legato alla presenza dell'arco (come simulato dall'analisi numerica di dettaglio ad elementi finiti), sono state effettuate ulteriori analisi con il modello Tremuri, variando:

- a) le proprietà di rigidezza assegnata ai pilastri: al fine di calibrare la pendenza iniziale della curva;
- b) le proprietà della trave atta a simulare l'effetto puntone dell'arco, in particolare agendo sulla sua inclinazione: al fine di calibrare l'effettivo grado di accoppiamento fornito e quindi la pendenza del secondo tratto della curva.

Riguardo all'aspetto a), come precedentemente introdotto, la formulazione della trave non lineare impiegata per modellare gli elementi trave/pilastro in Tremuri non consente di simulare un degrado progressivo della rigidezza: in alternativa è possibile però applicare un coefficiente correttivo alle proprietà meccaniche al fine di considerare proprietà di rigidezza fessurate. Al riguardo le Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 suggeriscono generalmente di adottare un coefficiente convenzionale pari a 0.5.

La figura 10 illustra i risultati in termini di curva taglio V- spostamento medio u attribuendo ai pilastri e agli archi un valore dei moduli pari a: $E_{\text{FESSURATO}}=0,5 E_{\text{NON FESSURATO}}$; $G_{\text{FESSURATO}} = 0,5 G_{\text{NON FESSURATO}}$. Tale riduzione risulta tuttavia eccessiva (e comunque porta poi in termini di risposta globale ancora ad una sovrastima della resistenza): questo risultato sembra ragionevole poiché la risposta prevalente dei pilastri è quella a pressoflessione quindi con un degrado della rigidezza atteso meno marcato rispetto al caso in cui si attivino prevalentemente meccanismi a taglio (in particolare per fessurazione diagonale). Si è pertanto optato per adottare un coefficiente pari a 2/3 da applicare ai valori di rigidezza iniziale di pilastri ed archi, da cui risulta l'assunzione di: $E_{\text{FESSURATO}}=2/3 E_{\text{NON FESSURATO}}$; $G_{\text{FESSURATO}} = 2/3 G_{\text{NON FESSURATO}}$.

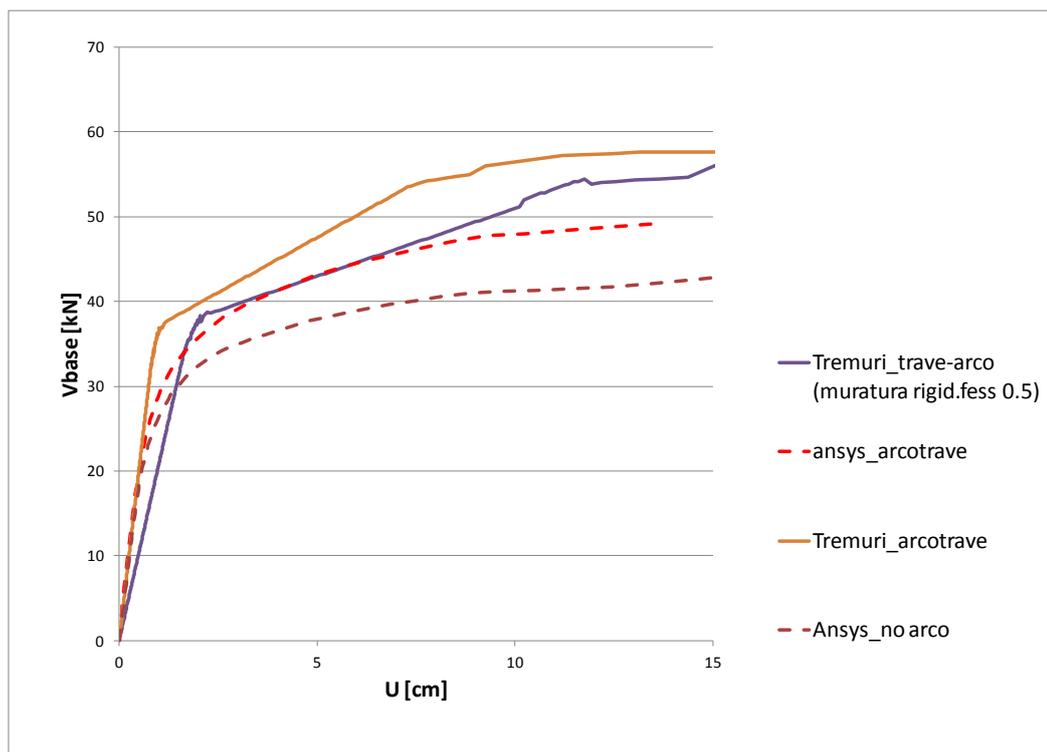


Figura 5.34 – Confronto tra le curve ottenute in Ansys e in Tremuri, al variare delle condizione di rigidezza iniziale attribuita in Tremuri

Inoltre, al fine di mitigare l'effetto di sovrastima della resistenza, si è operato sul sistema diminuendo l'inclinazione del puntone equivalente, riducendone di conseguenza l'effetto. In questo modo, la curva taglio-spostamento si assesta su un valore di plateau inferiore, approssimando meglio il comportamento ottenuto mediante le analisi svolte in Ansys.

In questo modo, si è ottenuta la curva azzurra di Figura 5.35, nella quale si riporta in sintesi il confronto tra i diversi casi analizzati.

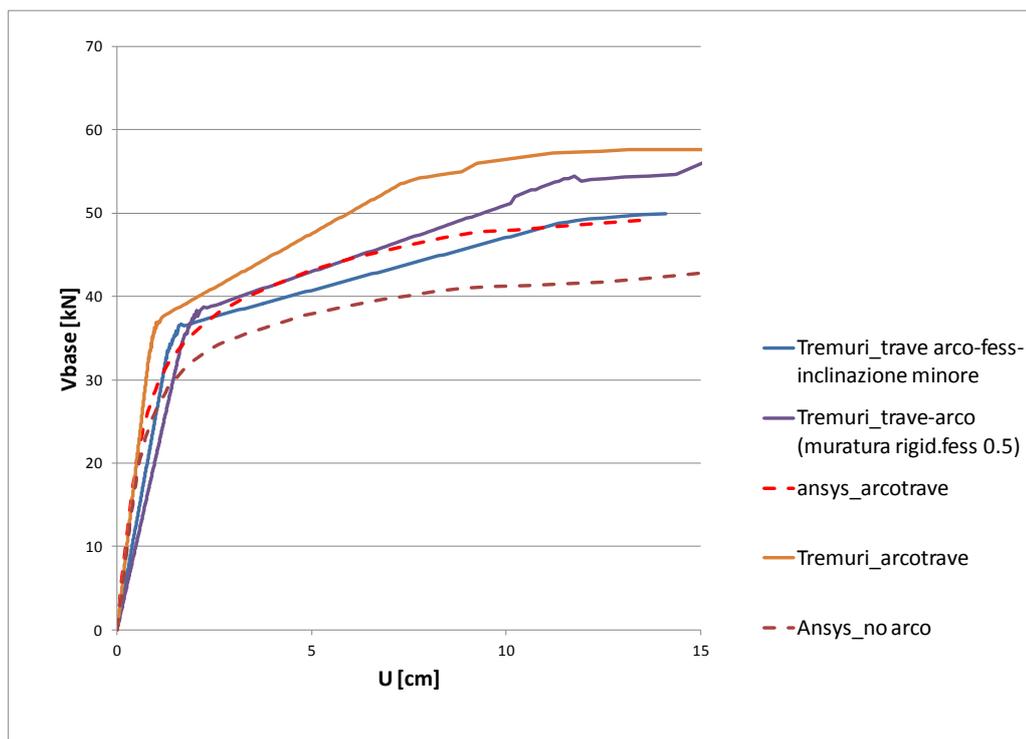


Figura 5.35 – Sintesi dei risultati ottenuti nelle diverse valutazioni effettuate in Ansys e in Tremuri

In definitiva, nella presenti tesi, si propone di modellare gli archi presenti nel Politeama Verdi di Carrara come travi-puntone equivalenti, incernierati alle due estremità e caratterizzati da una inclinazione leggermente inferiore rispetto a quella ottenuta dalle analisi effettuate in Ansys (come indicato nella seguente figura). I valori di rigidezza attribuiti per archi e pilastri sono pari a $E_{\text{FESSURATO}}=2/3E_{\text{NON FESSURATO}}$ e $G_{\text{FESSURATO}} = 2/3 G_{\text{NON FESSURATO}}$.

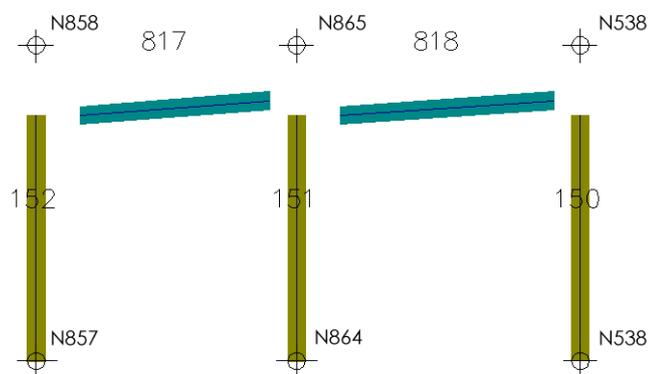


Figura 5.36 – Sistema arco-pilastri modellato in Tremuri

6 Valutazione della risposta sismica allo stato attuale

6.1 Livelli di conoscenza: geometria, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali

La conoscenza dell'edificio è il primo obiettivo da raggiungere quando si opera sul costruito esistente. Essa è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi ed è raggiungibile attraverso un'attività di indagine sulla struttura che include, solitamente, attività di ricerca storica, di rilievo geometrico e tecnologico, di rilievo del degrado e del quadro fessurativo-deformativo, di individuazione delle tecniche costruttive e di identificazione delle proprietà dei materiali.

Tale fase di conoscenza preliminare è codificata nelle Norme Tecniche delle Costruzioni e, in particolare, nell'appendice C8.A della Circolare applicativa [8], che individua tre classi di indagini che interessano rispettivamente la geometria dell'edificio, i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali. Ogni indagine può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione degli obiettivi preposti, e può interessare l'intera costruzione o essere limitata ad alcune sue parti, in base all'ampiezza e alla rilevanza dell'intervento previsto.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive, è possibile individuare il livello di conoscenza raggiunto, che è distinto dalla normativa in LC1, LC2 e LC3. In funzione del livello di conoscenza è possibile definire i valori medi dei parametri meccanici della muratura e il corrispondente fattore di confidenza. Quest'ultimo è utilizzato come coefficiente parziale di sicurezza per ridurre i valori medi delle resistenze dei materiali e tenere quindi conto del grado di incertezza associato al livello di conoscenza acquisito (Tabella 6.1).

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella 6.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza per edifici in muratura

Per la conoscenza geometrica dell'edificio è previsto un unico grado di approfondimento che deve comprendere il rilievo, piano per piano, della geometria e delle tipologie costruttive degli elementi strutturali, l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e della tipologia di fondazioni, e il rilievo del quadro fessurativo e deformativo.

Le indagini volte all'identificazione dei dettagli costruttivi, il cui elenco è contenuto nell'appendice della Circolare al punto C8A.1.A.1 [10], sono classificate secondo due differenti gradi di approfondimento: verifiche *in situ limitate* e verifiche *in situ estese ed esaustive*. Entrambe sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo,

generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che, nel secondo caso, devono essere estesi in modo sistematico all'intero edificio. Attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi è possibile riconoscere le tipologie murarie presenti nella costruzione.

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno l'obiettivo di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo.

Le indagini per la determinazione delle proprietà dei materiali sono suddivise, in base al loro livello di approfondimento, in indagini *in situ limitate*, *estese* ed *esaustive*. Le prime due categorie prevedono esami visivi della superficie muraria al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita e verificare le ammorsature tra le pareti. Nel caso di indagini *in situ estese*, tali esami devono essere eseguiti in maniera sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente, e sono accompagnati da prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta ed, eventualmente, di pietre e/o mattoni.

Le prime due tipologie di indagine sono finalizzate all'individuazione della tipologia di muratura da considerare fra quelle proposte nella Tabella C8A.2.1 contenuta nell'Appendice C8.A della Circolare applicativa [8] e riportata in Tabella 6.2.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	ρ (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	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 con 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 squadrate	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	3500	875	15
	800	32	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	

Tabella 6.2 Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura (Tabella C8A.2.1 da [8])

All'interno di tale tabella sono proposti i valori di riferimento minimi e massimi dei parametri meccanici e il valore medio del peso specifico. Per le murature storiche, tali

valori si riferiscono a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili, assenza di ricorsi o listature e paramenti scollegati. Nel caso in cui la muratura in esame abbia caratteristiche migliori rispetto a quelle appena descritte, la normativa prevede l'introduzione di coefficienti correttivi, riportati in Tabella C8A.2.2, che, per ogni tipologia di muratura, tengono conto delle caratteristiche costruttive, dei materiali e degli interventi di consolidamento rilevati. I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidità dovranno essere opportunamente ridotte.

Nel caso di indagini limitate o estese, dai valori di riferimento minimi e massimi dei parametri meccanici indicati nella Tabella C8A.2.1 è possibile definire, sulla base del livello di conoscenza raggiunto, i valori medi dei parametri stessi.

Le indagini in situ esaustive richiedono, in aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni e alle prove già previste nelle altre indagini, l'effettuazione di una serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. In questo caso i valori medi dei parametri meccanici sono determinati considerando sia i valori sperimentali ottenuti, sia quelli contenuti nella Tabella C8A.2.1.

Nel caso studio dell'edificio del Politeama di Carrara, le indagini svolte sulla geometria, i dettagli costruttivi e i materiali della costruzione hanno consentito di raggiungere il livello di conoscenza LC2.

Per quanto riguarda la geometria del fabbricato, si ha a disposizione un rilievo geometrico e strutturale di tutto l'edificio. Da esso è stato possibile risalire alla geometria di tutti gli elementi in muratura, ovvero pilastri, archi, volte e pareti portanti, oltre che di solai, coperture e scale. Sono state identificate le diverse tipologie costruttive degli orizzontamenti, delle scale e delle fondazioni e sono state localizzate nicchie, cavità e canne fumarie, di cui sono note le dimensioni.

È disponibile anche un rilievo, piano per piano, del quadro fessurativo, che individua le lesioni apparse sui diversi elementi strutturali e i danni dovuti all'umidità.

Per le indagini riguardanti i dettagli costruttivi, il grado di approfondimento raggiunto soddisfa quanto previsto dalla normativa per le verifiche in situ estese ed esaustive e

quindi per il livello di conoscenza LC2. Sono stati effettuati rilievi di tipo visivo estesi in modo sistematico all'intero edificio.

Da questi è emerso che tutti gli elementi strutturali, da pilastri e pareti perimetrali ad archi e volte, sono costituiti da un'unica tipologia di muratura, identificata come una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

È stata inoltre riscontrata la presenza di catene poste alla quota intradosale degli archi.

Le indagini relative all'identificazione delle proprietà dei materiali sono state svolte con un grado di approfondimento pari a quello previsto per le indagini in situ estese e concorrono, quindi, al raggiungimento di un livello di conoscenza LC2.

Sono infatti disponibili i risultati provenienti da esami visivi della superficie muraria, prove di caratterizzazione di malta e mattoni e altre prove non distruttive.

Lo svolgimento delle suddette indagini ha permesso di verificare la corrispondenza della muratura esistente con la tipologia di “muratura in mattoni pieni e malta di calce” definita nella tabella 6.2.

In merito ai valori dei parametri meccanici da associare alla muratura in esame occorre fare alcune precisazioni. In accordo con quanto previsto dal livello di conoscenza LC2, i valori di tali parametri devono essere assunti pari al valore medio degli intervalli riportati in tabella 6.3, preventivamente corretto secondo il fattore di confidenza 1.2. Tuttavia, nel caso della resistenza a compressione, il valore di 266 N/cm^2 , così ottenuto, risulta superiore a quello medio ricavato dalle prove effettuate sulla muratura esistente, pari a 250 N/cm^2 . Di conseguenza è stato ritenuto opportuno scegliere il valore minimo di resistenza a compressione dell'intervallo previsto dalla normativa, in questo caso non diviso per il fattore di confidenza. Per analogia, anche per la resistenza media a taglio della muratura è stato scelto il valore minimo dell'intervallo, in quanto poco si discostava dal valore medio corretto mediante il fattore di confidenza.

I valori medi del modulo di elasticità normale G e del modulo di elasticità tangenziale W sono stati invece assunti pari al valore medio dell'intervallo. A questi due parametri non è applicato il fattore di confidenza in quanto tale effetto, a differenza di quanto accade per i valori di resistenza, non può essere interpretato, a priori, come cautelativo.

I valori di G e W contenuti in Tabella 6.2 sono relativi a condizioni non fessurate ed è quindi necessario ridurre opportunamente le rigidità. A questo proposito è necessario fare una distinzione fra i diversi elementi strutturali. Nel caso dei pannelli murari si

assume una riduzione del 50% in condizioni fessurate, rispetto alla situazione non fessurata, in quanto la fessurazione incide in maniera significativa sulla rigidità complessiva della parete. Invece, nel caso dei pilastri, poiché le lesioni sono poco estese e concentrate alle estremità, l'effetto della fessurazione è più contenuto e, quindi, in condizioni fessurate, si adotta per i due moduli un valore pari a 2/3 del valore in condizioni non fessurate (come dedotto dalle valutazioni effettuate nel paragrafo 5.4). Nella tabella 6.3 sono riportati i valori dei parametri meccanici medi e il peso specifico per la tipologia di muratura rilevata, con la distinzione, sopra descritta, fra i diversi elementi strutturali per quanto riguarda i moduli di elasticità.

	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
Pilastri	240	6	1000	333	18
Setti portanti	240	6	750	250	18

Tabella 6.3 Parametri meccanici medi e peso specifico per la tipologia di muratura rilevata, in caso di livello di conoscenza LC2

6.2 Analisi dei carichi agenti

Le indagini conoscitive svolte sull'edificio hanno consentito di individuare le differenti tipologie di elementi resistenti, volte, solai e pavimentazioni. È di seguito riportata l'analisi dei carichi riferita a questi elementi.

- *Volte*

Per quanto riguarda le volte, non essendo disponibile un rilievo preciso della geometria di ognuna, con indicati gli spessori della muratura e dei riempimenti, questi sono stati dedotti dalla quota dei pavimenti e dalla disposizione dei mattoni e si è fatto riferimento alla proiezione in pianta delle volte per calcolarne il peso.

Il riempimento ha uno spessore variabile da volta a volta; generalmente è compreso tra i 22 e i 25 cm all'imposta dell'arco.

Lo spessore del riempimento è stato calcolato come spessore equivalente del riempimento necessario a livellare la volta in chiave a cui si somma lo spessore del riempimento in chiave. Partendo dal rilievo della superficie dell'intradosso della volta, sono stati disegnati in CAD la superficie della volta e il piano orizzontale tangente in

chiave. Dividendo il volume compreso fra le due superfici, per l'area della proiezione della volta è stato ottenuto lo spessore equivalente.

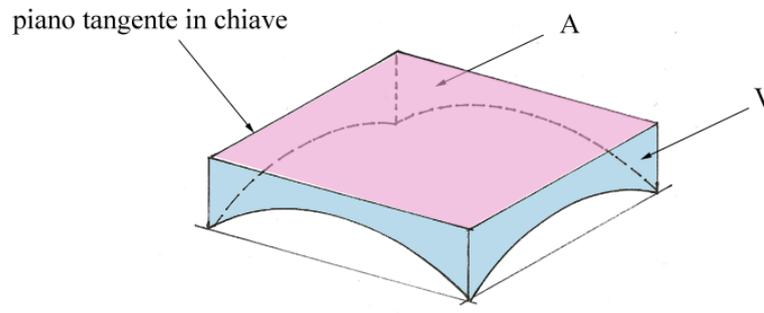


Figura 6.1 Determinazione dello spessore equivalente

Il materiale di riempimento è piuttosto variabile ed è costituito da scorie e cenere, terra rossa e terra. Essendo questi tre materiali caratterizzati da pesi specifici diversi, rispettivamente di 10, 15 e 13 kN/m^3 , per l'analisi dei carichi è stato assunto un peso specifico medio di 13 kN/m^3 .

Nelle volte più grandi è stata riscontrata la presenza di sottili voltine ribassate di alleggerimento dette *porcelle*. Tuttavia, queste sono state trascurate nel calcolo dei pesi del rinfiacco in quanto non se conosce con esattezza la posizione e l'estensione. Per tali volte è stato quindi ipotizzato un riempimento di materiale leggero.

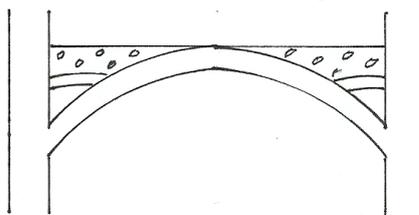


Figura 6.2 Porcelle di alleggerimento

Le diverse tipologie di volte presenti nell'edificio sono state suddivise in sottocategorie in funzione della geometria e degli spessori, al fine di calcolarne in maniera più corretta il peso in funzione della dimensione in pianta. In Tabella 6.4 è riportata l'analisi dei carichi per ogni sottotipologia di volta.

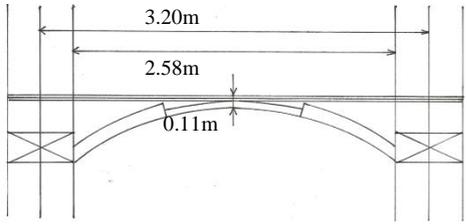
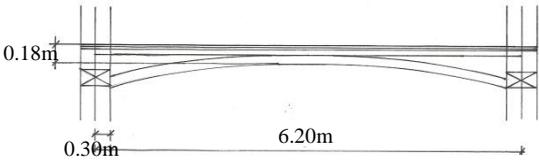
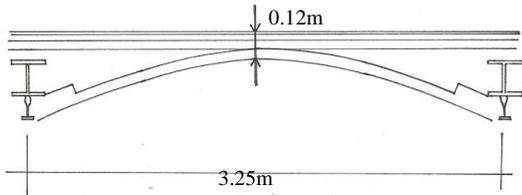
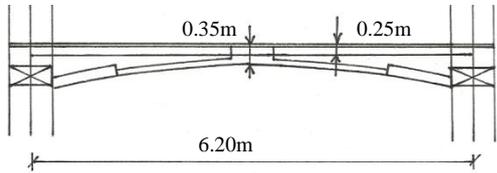
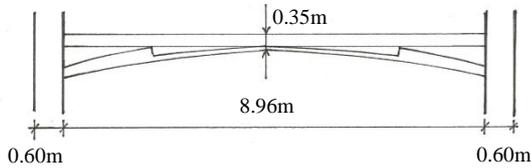
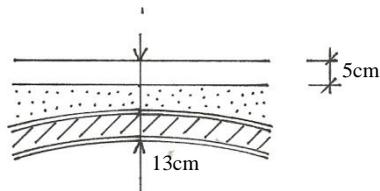
Tipologia	Materiale	Peso (kN/m ²)
Volta V1 	1. Laterizi	1.14
	2. Cappa di calce	0.19
	3. Riempimento	2.08
	Peso totale	3.41
Volta V2 	1. Laterizi	1.84
	2. Cappa di calce	0.19
	3. Riempimento	1.95
	Peso totale	3.98
Volta V3 	1. Laterizio	0.99
	2. Riempimento	1.17
	3. Cappa di calce	0.19
	Peso totale	2.35
Volta V4 	1. Laterizio	1.41
	2. Cappa in calce	0.19
	3. Riempimento	2.47
	Peso totale	4.06
Volta della sala Germinal 	1. Laterizio	1.36
	2. Riempimento	4.32
	3. Cappa in calce	0.19
	4. Intonaco	0.27
	Peso totale	6.14
Volta dell'atrio 	1. Piastrelle	1.36
	2. Riempimento	1.56
	3. Cappa in calce	0.19
	4. Intonaco	0.27
	Peso totale	3.38

Tabella 6.4 Analisi dei carichi per le volte

- *Solai*

I solai di scale e blocco centrale sono in latero-cemento con la parte strutturale costituita da volterrane dell'altezza di 16 cm, su cui è stato realizzato in opera un getto di calcestruzzo di 4 cm. Sopra a quest'ultimo, nelle scale, sono stati stesi 6 cm di sottofondo come strato di allettamento per il pavimento in marmo di 1,5 cm. Lo spessore di rampe è pianerottoli è molto variabile, si assume quindi un valore medio di 30 cm. Per quanto riguarda il solaio della terrazza, si suppone che sia costituito da una soletta sia in cemento armato su lamiera grecata. All'intradosso si possono notare le lastre di marmo e le travi in legno che nascondono la struttura alla vista.

In Tabella 6.5 è riportata l'analisi dei carichi per le diverse tipologie di solai.

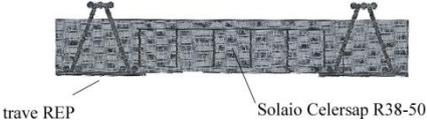
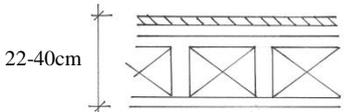
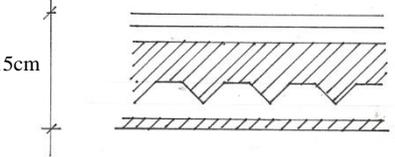
Tipologia	Materiale	Peso (kN/m ²)
Solaio REP 	1. Solaio Celersap R38/50	2.95
	2. Trave REP	0.30
	Peso totale	3.25
Solaio scale 	1. Pavimento in marmo	0.37
	2. Sottofondo MR81	0.96
	3. Solaio 16+4 gettato in opera	2.60
	4. Intonaco	0.30
	Peso totale	4.20
Solaio terrazza 	1. Pavimento 1 cm	0.42
	2. Sottofondo 3 cm	0.48
	3. Soletta C.A.5 cm	1.25
	4. Lastra marmo 1.5 cm	0.37
	Peso totale	2.52

Tabella 6.5 Analisi dei carichi per i solai

▪ *Pavimentazioni*

In Tabella 6.6 è riportata l'analisi dei carichi per le diverse tipologie di pavimentazioni.

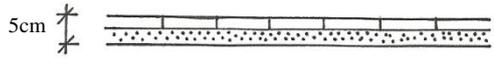
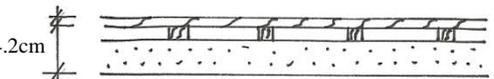
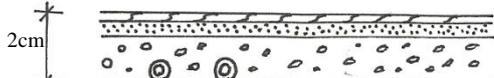
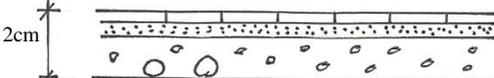
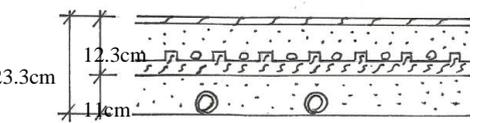
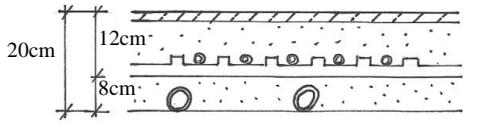
Tipologia	Materiale	Peso (kN/m ²)
Originale in mattonelle 	1. Mattonelle in cemento	0.41
	2. Sottofondo	0.47
	Peso totale	0.88
Pavimentazione originale in legno 	1. Listoni di rovere	0.12
	2. Sottofondo	0.32
	3. Sottofondo impianti	0.48
Peso totale	0.59	
Pavimentazione nuova in legno 	1. Listoni di rovere	0.12
	2. Sottofondo	0.47
Peso totale	0.92	
Pavimentazione nuova in piastrelle 	1. Piastrelle	0.40
	2. Sottofondo	0.32
	3. Sottofondo impianti	0.48
Peso totale	1.20	
Pavimentazione nuova in legno+radiante 	1. Legno teak	0.09
	2. Massetto ParIs	1.60
	3. Pannello polistirolo	0.01
	4. Massetto MR81	1.76
Peso totale	3.46	
Pavimentazione nuova in piastrelle+radiante 	1. Piastrelle	0.40
	2. Massetto pesante	0.60
	3. Pannello polistirolo	0.01
	4. Sottofondo impianti	0.48
Peso totale	2.49	

Tabella 6.6 Analisi dei carichi per le pavimentazioni nuove e originarie

- Coperture

La Tabella 6.7 riporta l'analisi dei carichi per le diverse tipologie di copertura.

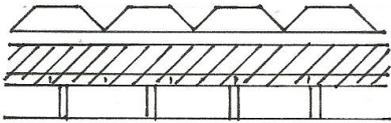
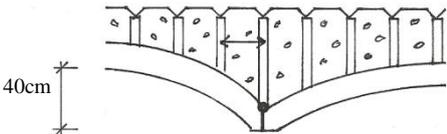
Tipologia	Materiale	Peso (kN/m ²)
<p>Copertura C.A.</p> 	1. Tegole marsigliesi	0.43
	2. Termotetto	0.02
	3. Solaio Celersap R38/50	2.65
	4. Intonaco	0.30
	Peso totale	2.52
<p>Copertura vecchia</p> 	1. Tegole marsigliesi	0.43
	2. Guaina Gedacor	0.005
	3. Getto cls alleggerito	2.20
	4. Argilla espansa LECA	0.60
	5. Volte laterizio	1.02
Peso totale	4.26	
<p>Copertura originale</p> 	1. Tegole marsigliesi	0.43
	2. Rottami e terra	1.73
	3. Gambette di mattoni pieni	0.51
	4. Volte laterizio	0.02
Peso totale	3.70	

Tabella 6.7 Analisi dei carichi per le diverse tipologie di copertura

6.3 Definizione dell'azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica assunta per la valutazione della sicurezza dell'edificio oggetto di studio, si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nelle Norme Tecniche delle Costruzioni.

I parametri atti a definire lo spettro di risposta elastico sono stati desunti dalle tabelle contenute in appendice alle Norme Tecniche delle Costruzioni con riferimento al comune di Carrara (Longitudine 10,0617; Latitudine 44,0639).

Le grandezze che caratterizzano lo spettro (a_g : accelerazione orizzontale massima al sito; F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), relative ad un periodo di ritorno T_R pari a 712 anni, sono:

$a_g = 1,334 \text{ m/s}^2$ accelerazione sismica orizzontale massima attesa al sito;

$F_0 = 2,42$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* = 0,29 \text{ s}$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nello specifico, le verifiche sono state effettuate:

- con riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV- probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} pari al 10%);
- assumendo una vita nominale relativa ad opere ordinarie e pari a V_N pari a 50 anni (come desunta dalla Tabella 2.4.1 delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008);
- assumendo una classe d'uso C_U pari a III (costruzione il cui uso prevede affollamenti significativi), per cui $C_U = 1,5$;

Di conseguenza, il valore assunto per la vita di riferimento V_R (pari a $V_N \times C_U$) è risultato pari a 75 anni.

Poiché la vita di riferimento, la probabilità di superamento nel periodo di riferimento e il periodo di ritorno sono legati dalla seguente espressione:

$$T_R = - V_R / \ln (1-P_V)$$

Ne consegue l'adozione di un tempo di ritorno T_R pari a 712 anni.

Per completare la definizione dello spettro, è necessario definire la categoria di sottosuolo, le condizioni topografiche e il coefficiente di amplificazione topografica.

In mancanza di informazioni sulle caratteristiche del terreno, è stata ipotizzata una categoria di sottosuolo di tipo B definita dalla normativa come corrispondente a

“depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 6.8 Categorie di sottosuolo definite nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 (Tabella 3.2.II)

Da un punto di vista topografico, il Politeama Verdi è situato in una zona pianeggiante corrispondente alla categoria topografica T1 delle attuali NTC 2008 (Tabella 6.9). Di conseguenza viene applicato un coefficiente di amplificazione S_T pari a 1.

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

Tabella 6.9 Categorie topografiche (Tabella 3.2.IV delle NTC 2008)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 6.10 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (Tabella 3.2.VI delle NTC 2008)

Sulla base di tutte queste considerazioni, i parametri che caratterizzano lo spettro sismico sono sintetizzati nella seguente Tabella (la notazione adottata per le grandezze è coerente con quella proposta nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008).

C_u	1,5
V_R	75
T_R	712
a_g (m/s^2)	1,539
F_0	2,39
T_{c^*} (s)	0,30
Categoria suolo	Suolo B
T_C (s)	0,42
T_B (s)	0,14
T_D (s)	2,23
C_c	$1,05 \cdot (T_{c^*})^{-0,33} = 1,56$
S	1,2
S_s	1,2
S_T	1

Tabella 6.11 Parametri di definizione dello spettro sismico per l'area in esame

A partire da questi dati è stato possibile rappresentare graficamente lo spettro di domanda sismica previsto da normativa per un elemento sostanzialmente poggiato a terra attraverso le formule contenute nel paragrafo 3.2.3 delle NTC 2008.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro

normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Per strutture caratterizzate da un periodo T compreso nell'intervallo $T_B \leq T < T_C$, come nel caso del Politeama, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalla seguente espressione:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

in cui S_e rappresenta l'accelerazione spettrale orizzontale e η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali γ diversi dal 5%.

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la relazione seguente:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

In Figura 6.4 è rappresentato lo spettro di domanda elastico in termini di accelerazione S_e e spostamento S_{De} .

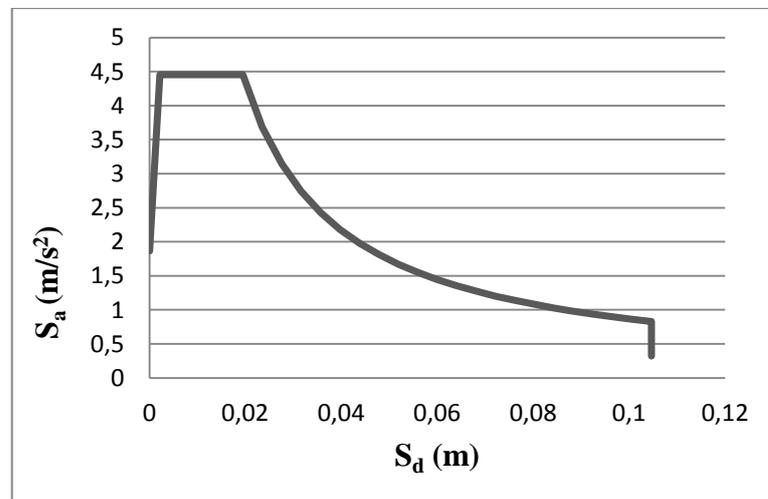


Figura 6.3 Spettro di domanda elastico a terra

6.4 Descrizione del modello di calcolo

L'edificio oggetto di studio è stato modellato adottando l'approccio di modellazione a telaio equivalente e impiegando il codice di calcolo 3Muri ® distribuito da S.T.A. DATA s.r.l., basato sul codice di calcolo strutturale TreMuri.

Alla luce delle considerazioni illustrate al capitolo precedente (§6.4), si è deciso di adottare per la modellazione degli archi uno schema a puntone equivalente, secondo cui l'arco viene modellato come una trave inclinata, incernierata alle estremità e dotata di proprie caratteristiche di resistenza e di rigidezza. Tuttavia, data la complessità del modello e al fine di comprendere il reale contributo legato alla presenza dell'arco nel comportamento globale per azioni prevalenti nel piano, le analisi illustrate nel seguito sono state effettuate anche in riferimento ad una configurazione di base che prevede la modellazione degli archi come travi orizzontali incernierate alle estremità.

Per semplicità, nel seguito si utilizzerà la seguente notazione:

- *Modello 1*: modello in cui gli archi vengono modellati come bielle orizzontali;
- *Modello 2*: modello in cui gli archi vengono modellati come bielle inclinate.

Il modello tridimensionale dell'edificio è stato sviluppato tenendo conto dei dati acquisiti nella fase di conoscenza, dei dati ricavati dal rilievo geometrico a disposizione, dell'analisi dei carichi e della definizione delle proprietà meccaniche dei materiali.

Risulta a questo punto opportuna una descrizione accurata dei criteri e degli accorgimenti adottati nel corso della modellazione, volta a riprodurre il più realisticamente possibile il comportamento della struttura esaminata.

Per prima cosa è necessario precisare che dalla modellazione dell'edificio è stato escluso il teatro propriamente detto, in quanto considerato come blocco a sé stante caratterizzato da una risposta statica e strutturale indipendente dal resto del fabbricato.

Si è tralasciata inoltre la modellazione del piano interrato in quanto non vulnerabile nei confronti dell'azione sismica per la posizione al di sotto del piano di campagna.

Per la modellazione dell'edificio sono stati innanzitutto individuati e modellati la geometria degli elementi portanti e cioè della struttura verticale (costituita da una maglia regolare di pilastri) e delle pareti portanti (presenti solamente sul perimetro e in corrispondenza dei vani scala).

Sono state modellate tutte le pareti con funzione strutturale, trascurando le tramezze di spessore pari a 0,10-0,15 cm, il cui contributo irrigidente non è ritenuto significativo per la risposta globale dell'edificio.

Ciascuna parete è stata modellata assemblando maschi, fasce e nodi rigidi, in accordo con l'approccio a telaio equivalente. La schematizzazione è stata effettuata a partire dall'analisi della conformazione dei prospetti, prestando particolare attenzione alla morfologia e al posizionamento delle aperture, in modo da distinguere le porzioni soggette a danneggiamento (maschi e fasce) da quelle identificabili come nodi rigidi.

Il baricentro dei nodi rigidi è posizionato a livello dei solai, in quanto le incidenze di questi ultimi incidono proprio sui nodi 3D, e le loro dimensioni sono diretta conseguenza di quelle degli elementi incidenti; nel caso di nodi affiancati fra cui non è interposto un elemento, questi sono stati collegati da elementi trave sufficientemente rigidi in modo da garantirne il comportamento accoppiato.

Le aperture murate sono state modellate nella loro configurazione originaria, ovvero come e vere e proprie aperture, in quanto tale condizione appare più conservativa nell'ottica di indagare il comportamento del complesso strutturale.

Occorre una precisazione sulla modellazione di nicchie e canne fumarie, che hanno una larghezza minore del pannello murario in cui sono inserite. Una prima ipotesi di modellazione consiste nell'inserire maschi murari sottili della larghezza di questi elementi. Tuttavia, si è deciso di non adottare questa prima soluzione, che avrebbe condotto alla generazione di maschi murari molto stretti e di spessori limitati, soggetti molto più facilmente a rottura in fase di analisi. Si è ritenuto, pertanto più opportuno al fine di cogliere il reale comportamento della struttura modellare canne fumarie e nicchie come aperture.

Dal rilievo geometrico è emerso come alcuni setti siano completamente attraversati da canne fumarie nelle parti che collegano due pilastri. Non essendo possibile confidare nella resistenza di queste porzioni di muratura, esse non sono state modellate come pannelli murari, ma al loro posto sono state inserite travi non lineari incernierate agli estremi che garantissero semplicemente un collegamento fra i due pilastri. In Figura 6.4 si può osservare una situazione in cui la porzione di muratura attraversata da canne fumarie è modellata attraverso l'introduzione di una trave orizzontale incernierata (in rosso).

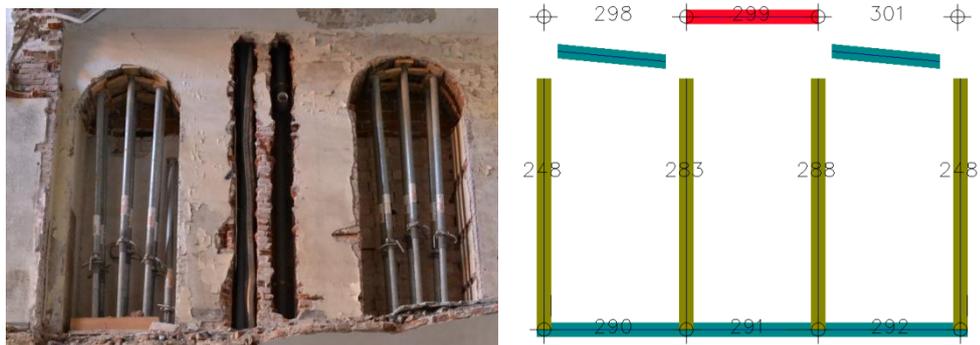


Figura 6.4 a) Canne fumarie in una parete fra pilastri b) Mesh della parete con canne fumarie

I pilastri sono stati modellati come elementi non lineari definiti tra due nodi tridimensionali. Come si può vedere in Figura 6.4 b), ad essi non è stata attribuita l'altezza di interpiano, ma un'altezza ridotta che arriva fino all'imposta degli archi.

Nella modellazione dello stato di fatto non sono state considerate le catene presenti in corrispondenza degli archi. Negli edifici in muratura le catene hanno la funzione di migliorare l'ammorsamento fra le pareti e di contrastare le spinte esercitate da archi e volte sui piedritti. Nell'edificio in esame, gli archi sono stati modellati come travi non lineari incernierate e non esercitano quindi alcuna spinta sui piedritti. Per questa ragione, in questa fase di modellazione dello stato di fatto esse non sono state inserite.

La modellazione del piano di sottotetto e della copertura merita alcune precisazioni.

La complessità del sistema strutturale, che si differenzia nelle varie parti dell'edificio, ha spinto a modellarne i singoli elementi al fine di indagare il reale comportamento del complesso strutturale.

Sopra al quarto piano è stato quindi aggiunto il livello di sottotetto a cui è stata attribuita un'altezza pari alla media delle altezze delle diverse parti del tetto.

La copertura dell'ala sinistra è costituita da un telaio di spina formato da archi e pilastri in muratura che sono stati modellati rispettivamente attraverso elementi trave ed elementi pilastro su cui vengono definite le volte a botte in muratura.



Figura 6.5 Telaio di spina formato da archi e pilastri in muratura

Nel blocco centrale e nell'ala destra del fabbricato la nuova copertura è composta da travi in cemento armato e solai in laterocemento impostati sui muri esterni esistenti e su nuovi pilastri costruiti con mattoni doppio UNI. Questi elementi sono stati modellati attraverso un telaio di travi e pilastri in c.a. che sorreggono i solai di copertura.

In Figura 6.6 è rappresentata la modellazione della struttura del livello di sottotetto e della copertura. Si possono distinguere il telaio di spina formato da archi e pilastri in muratura, presente nell'ala sinistra, e la struttura in cemento armato che caratterizza il blocco centrale e l'ala destra.

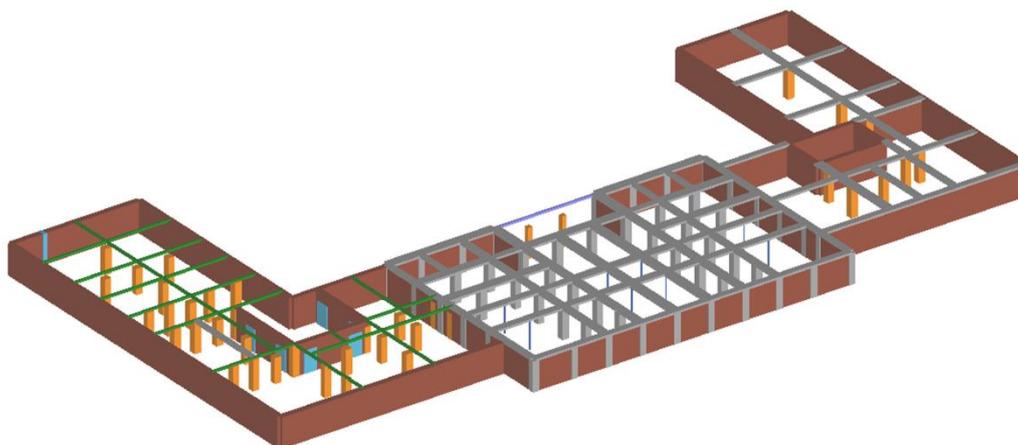


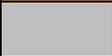
Figura 6.6 Modellazione della struttura del livello di sottotetto

L'ultimo aspetto da chiarire nella modellazione è legato ai vincoli. Con riferimento ai vincoli di base sono stati assunti incastri perfetti in ogni nodo coerentemente con quanto proposto dalle norme, che non prescrivono la definizione delle proprietà del terreno su cui poggia l'edificio.

Applicando i principi della modellazione a telaio equivalente e tenendo conto di tutte queste considerazioni, è stato elaborato il modello tridimensionale dell'intero edificio.

Questo è composto globalmente da 55 pareti, 1150 pannelli murari, 1101 travi, 608 pilastri, per un totale di 1434 nodi, di cui 203 vincolati. La massa totale del modello è pari a 13865058 kg.

Nelle figure successive è rappresentato il modello strutturale dell'edificio, globale e livello per livello. I diversi materiali sono identificati attraverso i colori presentati della nella tabella seguente:

Materiale	Colore
Muratura pareti portanti	
Muratura pilastri	
Cemento armato	

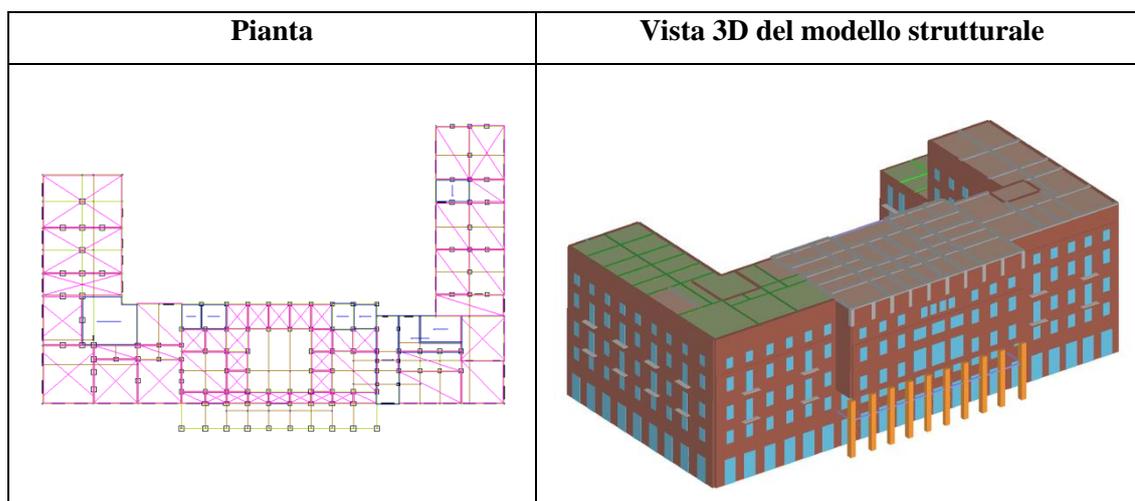


Tabella 6.12 Pianta e 3d del modello strutturale

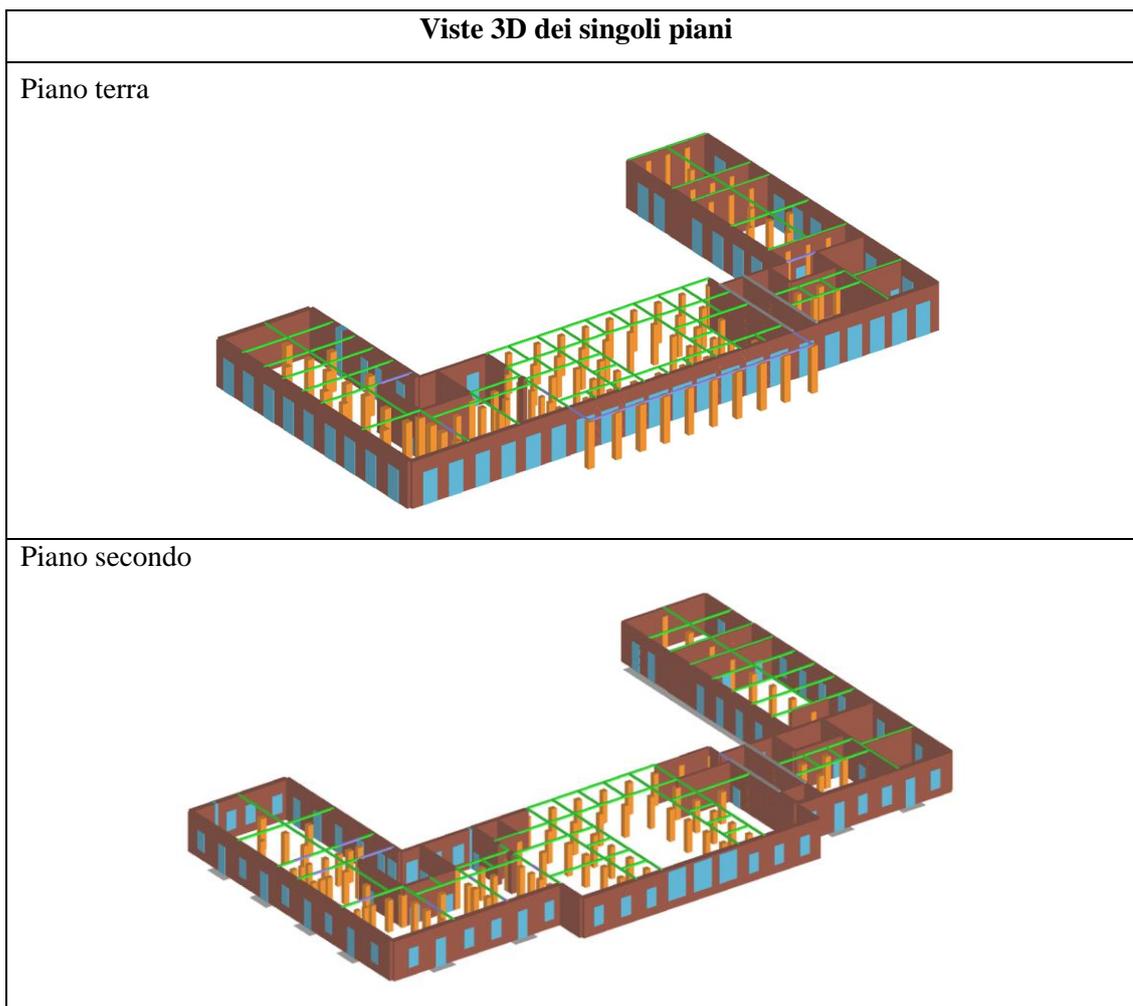


Tabella 6.13 Viste 3d dei singoli piani

La definizione del modello strutturale è il passo fondamentale per l'idealizzazione a telaio equivalente dell'edificio. In Tabella 6.14 è rappresentata la mesh dell'intero modello di calcolo in cui si possono individuare maschi, fasce e nodi rigidi. Viene inoltre mostrato come, partendo dalla geometria di alcune pareti perimetrali, si arrivi alla modellazione a telaio equivalente delle stesse.

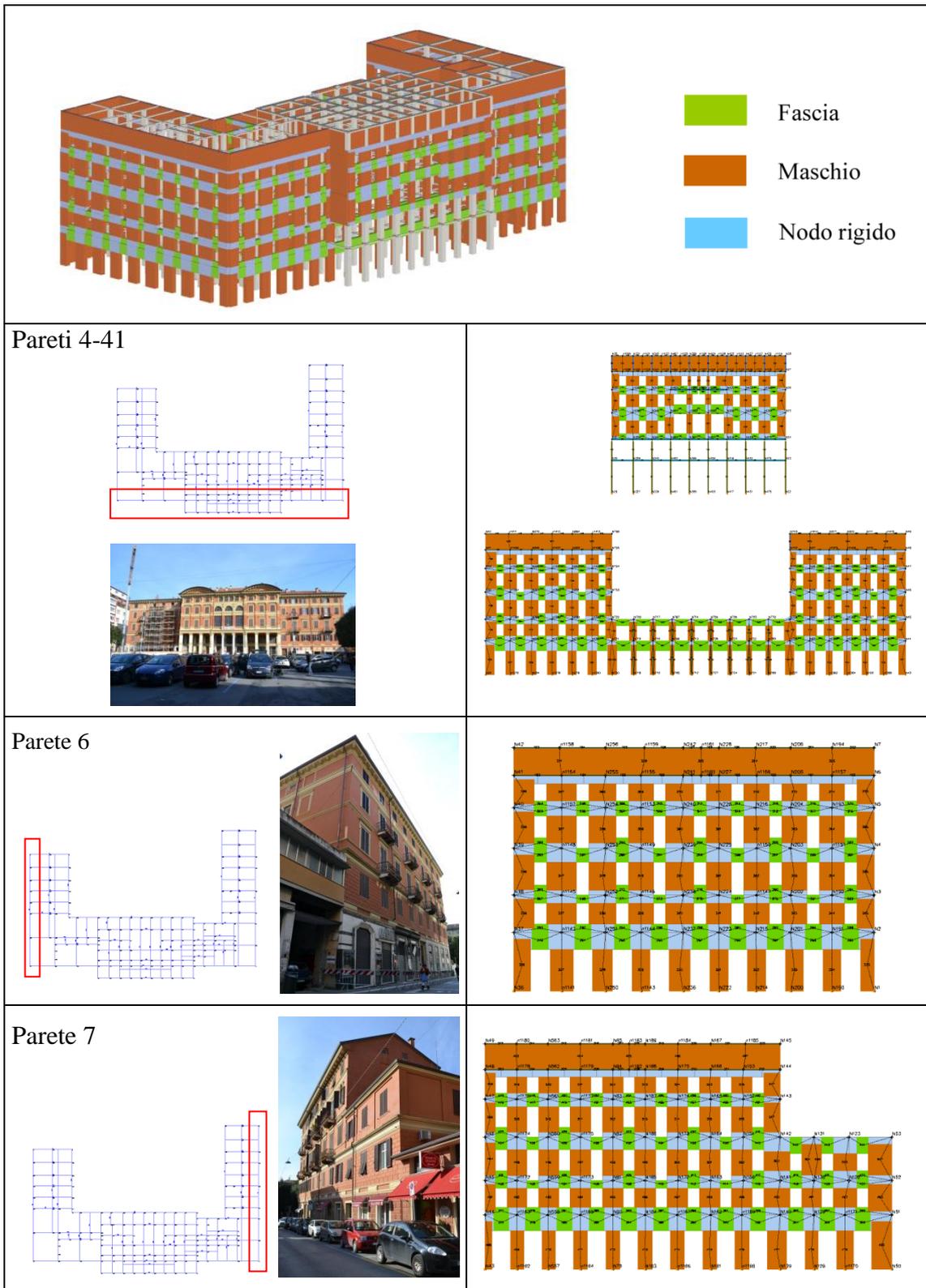


Tabella 6.14 Schematizzazione a telaio equivalente dell'intero edificio e di alcune pareti perimetrali

Le pareti perimetrali sono caratterizzate da una distribuzione molto regolare delle aperture che permette di identificare facilmente maschi e fasce e consente quindi una perfetta applicazione dell'approccio a telaio equivalente.

La modellazione delle pareti perimetrali, in cui non sono presenti archi, è analoga nei due modelli di calcolo adottati (con travi orizzontali o inclinate). Le pareti costituite da un telaio di pilastri e archi, invece, sono state modellate in entrambe le configurazioni, messe a confronto, nel caso della parete 26, in Tabella 6.15.

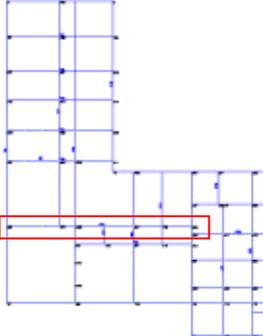
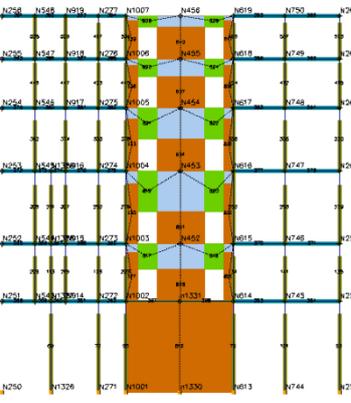
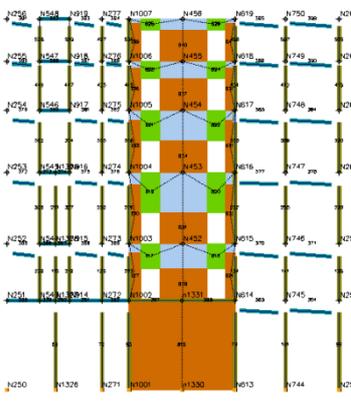
Localizzazione parete	Modello 1	Modello 2
		

Tabella 6.15 Mesh della parete 26 nei modelli 1 e 2

6.5 Illustrazione dei risultati

Definito il modello di calcolo, si è proceduto all'esecuzione delle analisi statiche non lineari con l'obiettivo di verificare la sicurezza nei confronti dell'azione sismica allo stato attuale. In particolare l'esame dei risultati ottenuti in termini di curve di capacità e quadro del danneggiamento occorso nei singoli elementi strutturali consente di localizzare più puntualmente la necessità di interventi di miglioramento o adeguamento. Sono necessarie alcune precisazioni circa il legame costitutivo adottato per gli elementi quando si opera in campo non lineare. Secondo quanto proposto dalle NTC 2008 e dalla Circolare applicativa n. 617/2009, i pannelli murari (maschi) e le travi di accoppiamento (fasce) possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenze equivalenti al limite elastico e ultimo definite coerentemente con quanto prescritto nell'ambito delle verifiche di sicurezza per la

risposta flessionale e a taglio (Punto 8.2.2 e 8.3.2); con riferimento allo spostamento ultimo assunto, esso risulta pari allo 0,4% e allo 0,6% dell'altezza del pannello, rispettivamente in accordo con i limiti previsti per gli edifici in muratura esistenti (Punto 11.5.8.1)

Nel caso degli edifici in muratura, in particolare per quelli caratterizzati dalla presenza di orizzontamenti flessibili quali solai lignei o volte, i risultati delle analisi statiche non lineari risentono sensibilmente della scelta del nodo di controllo. Di conseguenza, per l'edificio oggetto di studio, lo spostamento diagrammato nella rappresentazione della curva di capacità corrisponde allo spostamento medio di tutti i nodi del livello a cui appartiene il nodo di controllo. Come nodo di controllo è stato scelto il nodo 42, appartenente al sesto e ultimo livello della costruzione.

Per entrambi i modelli esaminati (modello 1 – archi modellati come travi orizzontali- e modello 2 – archi modellati come travi inclinate) sono state eseguite analisi statiche non lineari in direzione +X e +Y ed è stata applicata una distribuzione di forze proporzionale alle masse.

In Figura 6.7 le due direzioni di analisi sono state indicate rispetto alla pianta dell'edificio; è inoltre riportata la posizione del nodo 42, assunto come nodo di controllo.

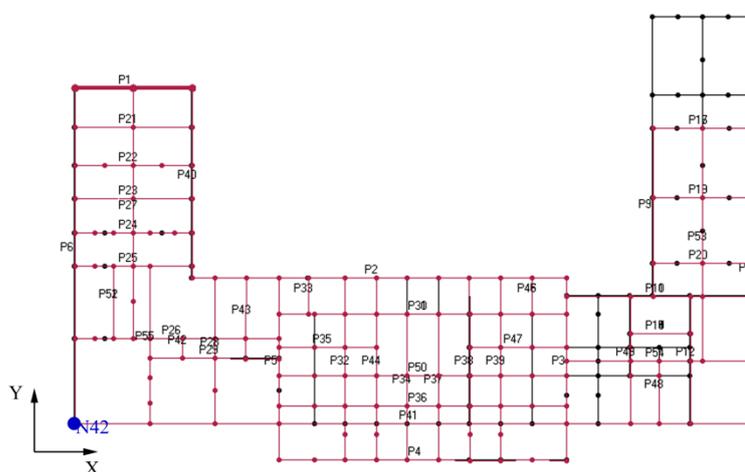


Figura 6.7 Individuazione delle direzioni di analisi e del nodo di controllo

Si precisa che in sede di calcolo è stato ipotizzato che le azioni sismiche potessero attivarsi a partire dal piano terra, quindi assumendo una distribuzione di forze applicata a partire da un piano di campagna posto idealmente in sommità del piano interrato. Tale assunzione è conseguente al fatto che il piano interrato risulta quasi completamente vincolato ai bordi per effetto dell'azione di contrasto offerta dal terreno.

In accordo con quanto previsto dalla normativa, la capacità di spostamento relativa allo stato limite ultimo, rispetto al quale saranno poi eseguite le verifiche, è valutata in corrispondenza dello spostamento corrispondente a una riduzione della forza non superiore al 20% del valore massimo raggiunto. Operativamente, nel corso delle analisi, lo spostamento medio di tutti i nodi dell'ultimo piano è stato incrementato fino al raggiungimento di questa condizione.

Nelle figure seguenti sono rappresentati i risultati ottenuti dall'analisi dei due modelli considerati. Le curve di capacità risultanti sono state ottenute diagrammando il taglio globale alla base in funzione dello spostamento medio dei nodi dell'ultimo piano. Le parti tratteggiate di tali curve rappresentano il comportamento che la struttura manifesta una volta superato il valore dello spostamento ultimo previsto dalla normativa.

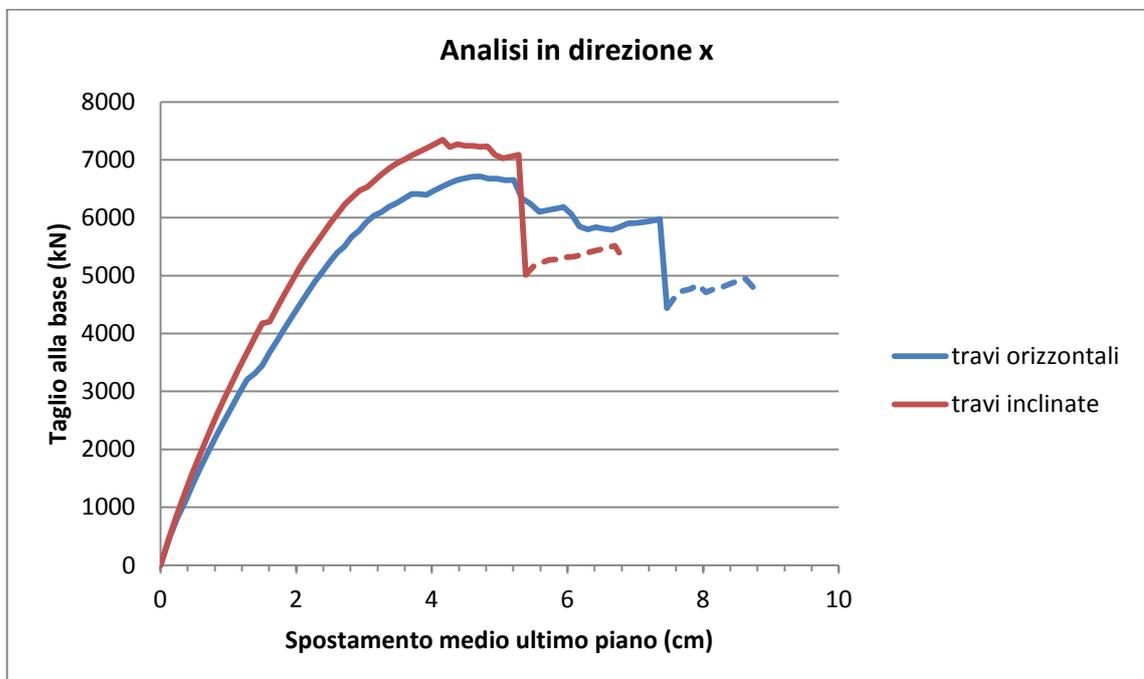


Figura 6.8 Curve taglio alla base-spostamento (in direzione x) per i due modelli analizzati

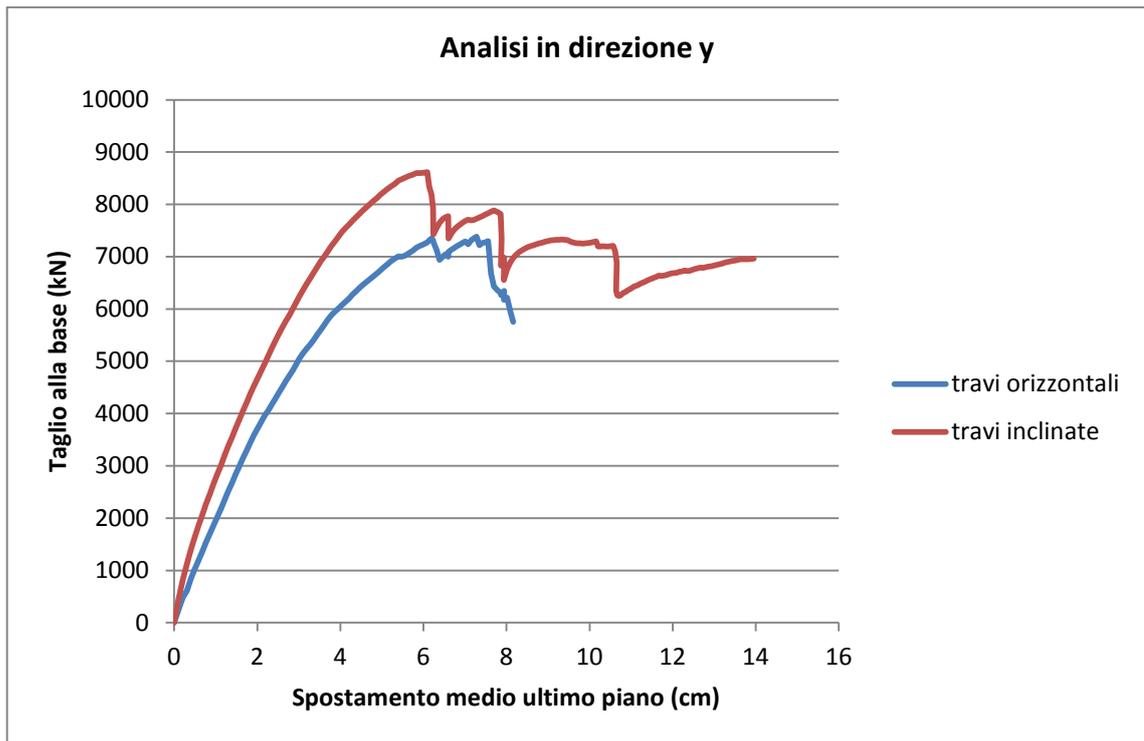


Figura 6.9 Curve taglio alla base-spostamento (in direzione y) per i due modelli analizzati

Dal confronto fra le curve di capacità ottenute, emerge come la struttura sia dotata di una capacità maggiore in direzione Y, raggiungendo uno spostamento ultimo maggiore, in entrambi i modelli, rispetto a quello raggiunto in direzione X. Si suppone che tale differenza di comportamento nei confronti dell'azione sismica debba essere attribuita alla presenza in direzione X di una maggior numero di pareti portanti in muratura in grado di dare un significativo contributo nella risposta globale per azioni nel piano dell'intero edificio. Queste assorbono una percentuale di forze maggiore rispetto alle pareti costituite da archi e pilastri; i pannelli che le compongono arrivano a collasso per superamento del drift ultimo e questo provoca una riduzione della capacità di spostamento della struttura.

Per quanto riguarda invece il confronto fra i due modelli, è evidente come, nelle due direzioni di analisi considerate, la modellazione degli archi come travi orizzontali o puntoni inclinati abbia un effetto differente sulla risposta globale dell'edificio. In direzione x, la presenza di puntoni inclinati per simulare gli archi comporta un aumento della resistenza globale della struttura, a cui corrisponde, tuttavia, una diminuzione della

duttilità e del valore dello spostamento ultimo (5,5 cm contro i 7,58 cm del modello con travi orizzontali).

Un effetto opposto si riscontra in direzione y: in questa situazione, infatti, la modellazione degli archi come puntoni inclinati ha come conseguenza un aumento sia della resistenza sia della duttilità della struttura. Il valore dello spostamento ultimo della curva varia sensibilmente a seconda del modello di calcolo considerato: nel caso delle travi inclinate si arriva a 13,96 cm di spostamento ultimo contro gli 8,16 cm del modello a bielle orizzontali.

La figura 6.10 rappresenta il danno in 3D per il modello 1 al sottopasso 4 dell'analisi in direzione x.

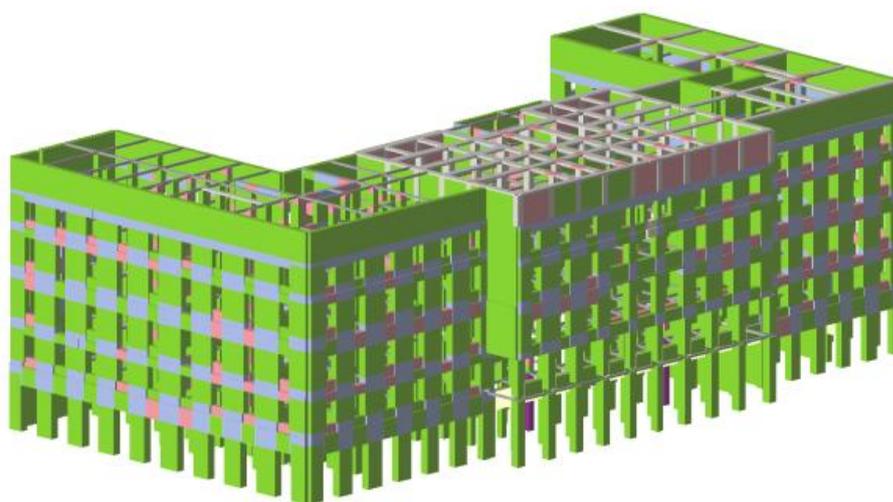


Figura 6.10 Vista 3D del danno

Data la complessità dell'organismo strutturale, per comprendere al meglio il comportamento dell'edificio nei confronti dell'azione sismica nei due modelli considerati occorre valutare la risposta di ogni singola parete e, in particolare, il contributo che ognuna di esse fornisce rispetto alla risposta globale.

É stato, quindi, diagrammato il taglio assorbito da ciascuna parete normalizzato al taglio globale (riportato in ordinate in figura 6.11) per ogni passo dell'analisi (riportato in ascissa) in direzione x e y. I diagrammi così ottenuti consentono di valutare il comportamento di ogni singola parete al progredire dell'analisi.

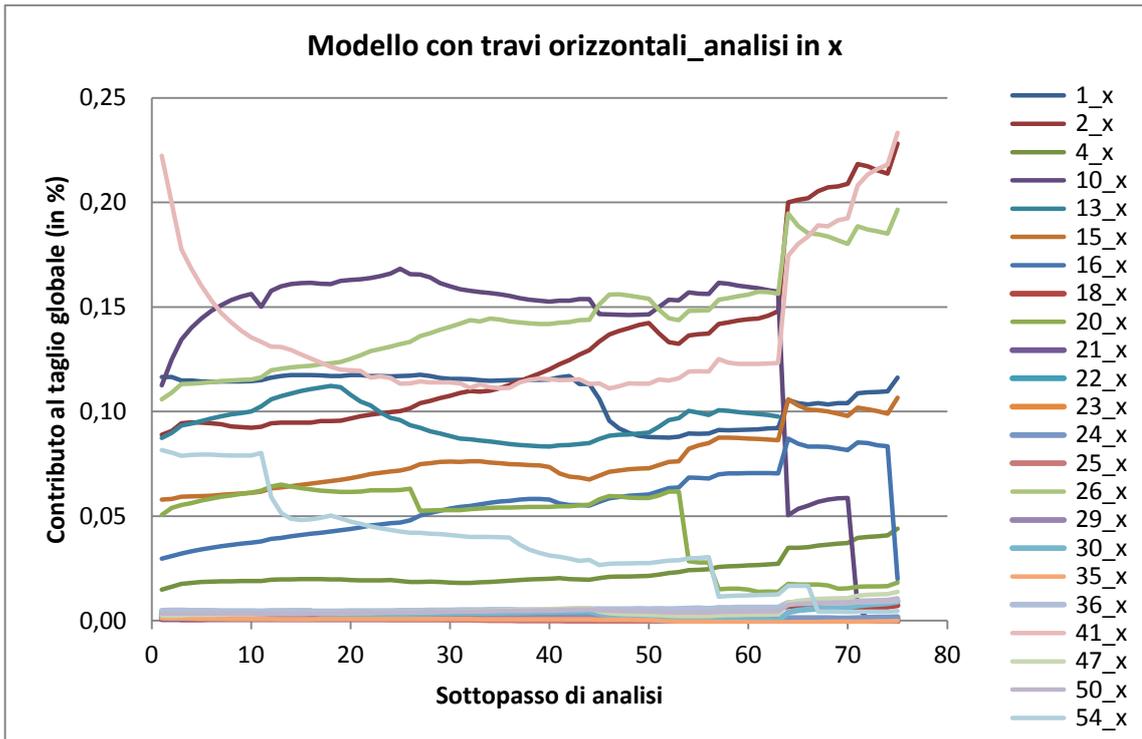


Figura 6.3 Contributo di ogni parete al procedere dell'analisi (travi orizzontali)

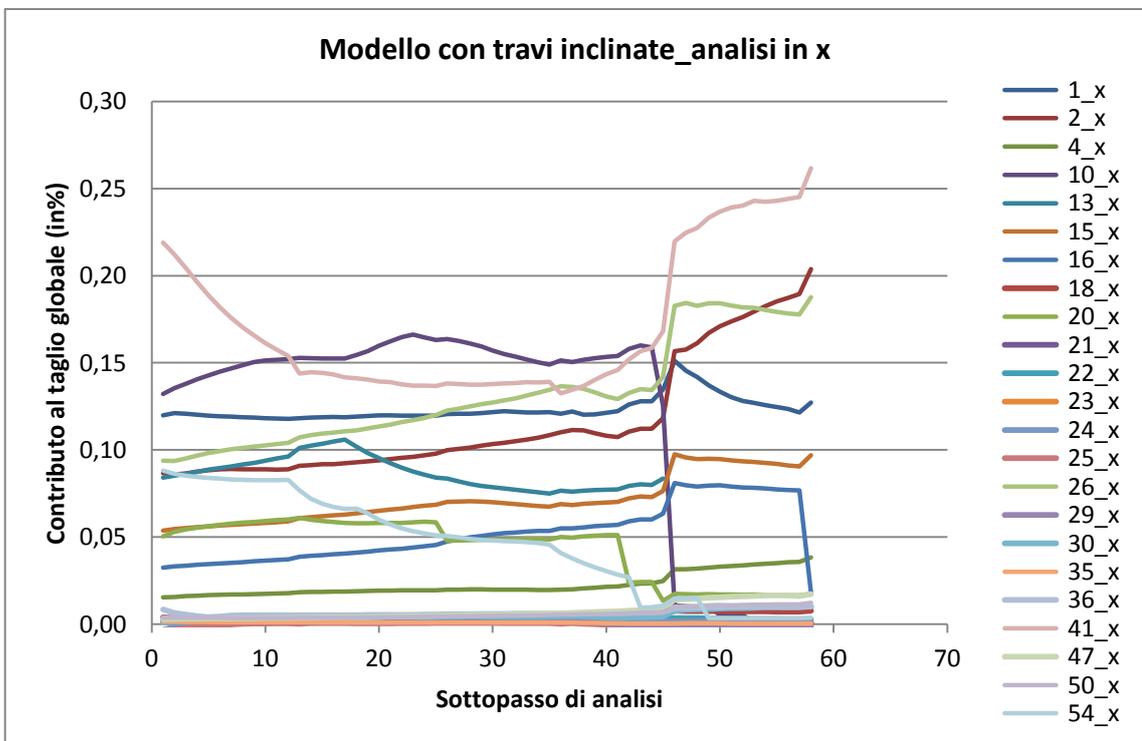


Figura 6.4 Contributo di ogni parete al procedere dell'analisi (travi inclinate)

Dall'osservazione delle curve in Figura 6.11 e 6.12, si rileva come, per entrambi i modelli, solo 11 delle 24 pareti orientate in direzione x contribuiscano in maniera significativa ad assorbire il taglio globale. Sulle restanti, invece, arriva una quota parte di forza inferiore al 5% di quella totale.

In Figura 6.13 le linee di maggior spessore localizzano le pareti che risultano più impegnate e di conseguenza più soggette a danneggiamento.

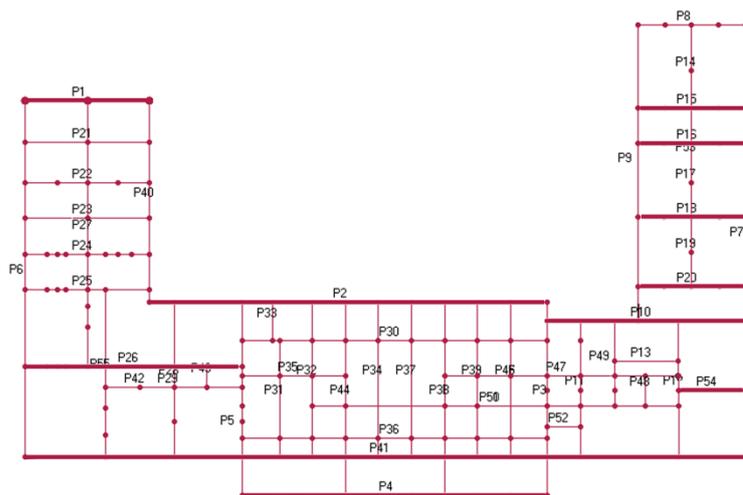


Figura 6.5 Localizzazione delle pareti più impegnate dal sisma

Come è possibile osservare, le pareti maggiormente che al progredire dell'analisi sono in grado di assorbire la maggior parte del taglio totale sono tutte caratterizzate dalla presenza di setti, mentre al contrario i telai costituiti da pilastri e archi risultano poco impegnati.

Confrontando la curva di capacità globale in direzione x con il diagramma del taglio normalizzato (Figura 6.14), si può osservare come il raggiungimento da parte della struttura dello spostamento ultimo sia dovuto alla perdita di capacità, (e quindi alla rottura) delle pareti 10 e 13. Tale situazione si verifica in entrambi i modelli di calcolo considerati, ma in un diverso sottopasso. Essa, infatti, si presenta prima nel modello con travi inclinate rispetto a quello con travi orizzontali.

Dalla figura 6.14 si può notare invece come, in corrispondenza della suddetta caduta, aumenti, il taglio che assorbire dalle altre pareti, in particolare la numero 41, che rappresenta la facciata principale. Il maggior contributo fornito da queste pareti giustifica come globalmente la struttura, una volta raggiunto lo spostamento ultimo, possa ancora fare affidamento su una capacità residua, pur non riuscendo a risalire oltre

il limite in cui si verifica il decadimento del taglio di base del 20% rispetto al valore di picco imposto dalla normativa .

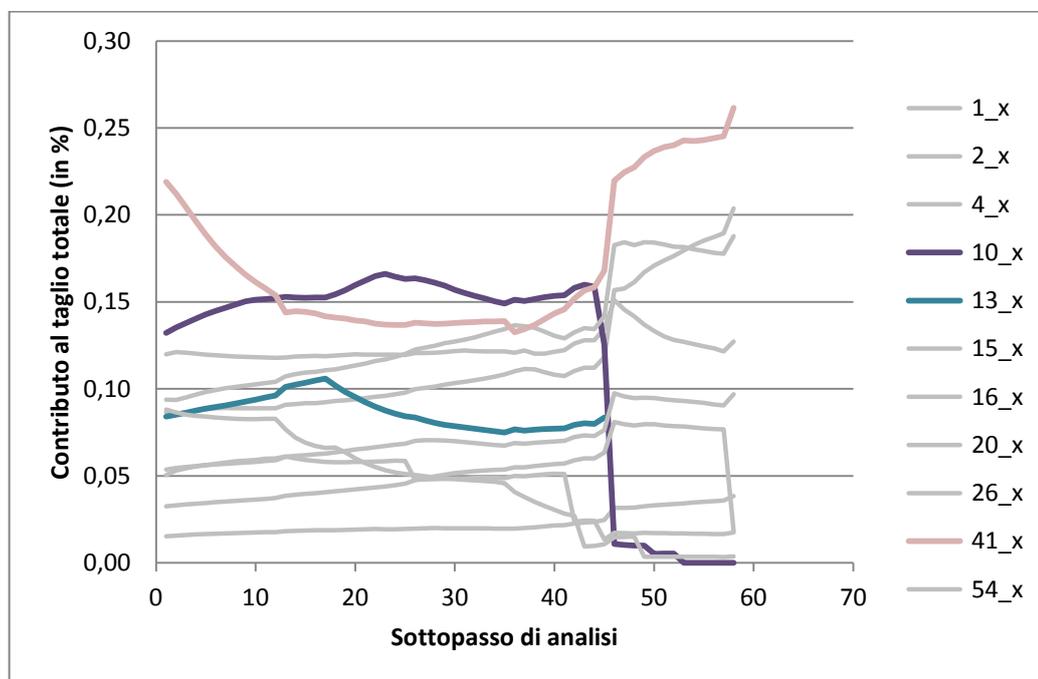


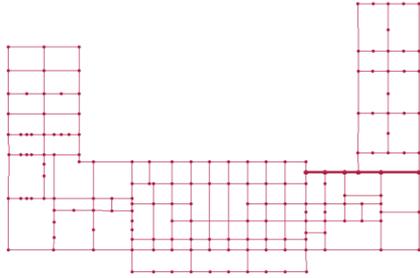
Figura 6.6 Taglio normalizzato al taglio globale per le pareti del modello con travi orizzontali

A questo punto risulta opportuno un approfondimento sul comportamento delle pareti che influenzano maggiormente la risposta del modello globale.

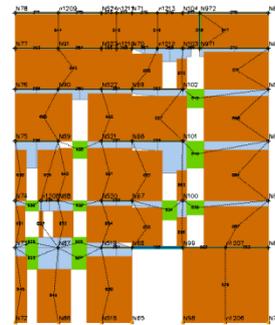
Di seguito, si riportano le curve di capacità e il danno valutato in corrispondenza di alcuni sottopassi di analisi per alcune pareti significative, in particolare per le pareti 10 - - e 41. Si tralascia invece di analizzare il comportamento della parete 13, perché del tutto analogo a quello manifestato dalla parete 10.

PARETE 10

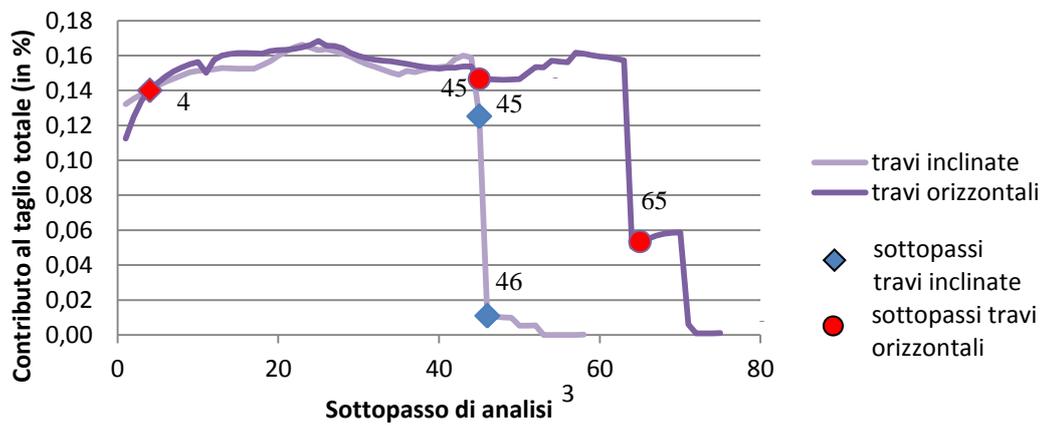
Localizzazione in pianta



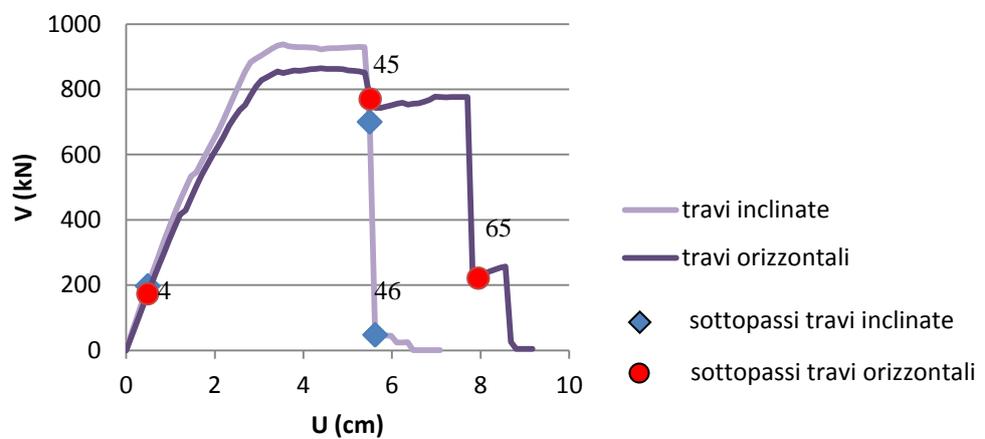
Mesh



Curva taglio normalizzato-sottopasso



Curva di capacità



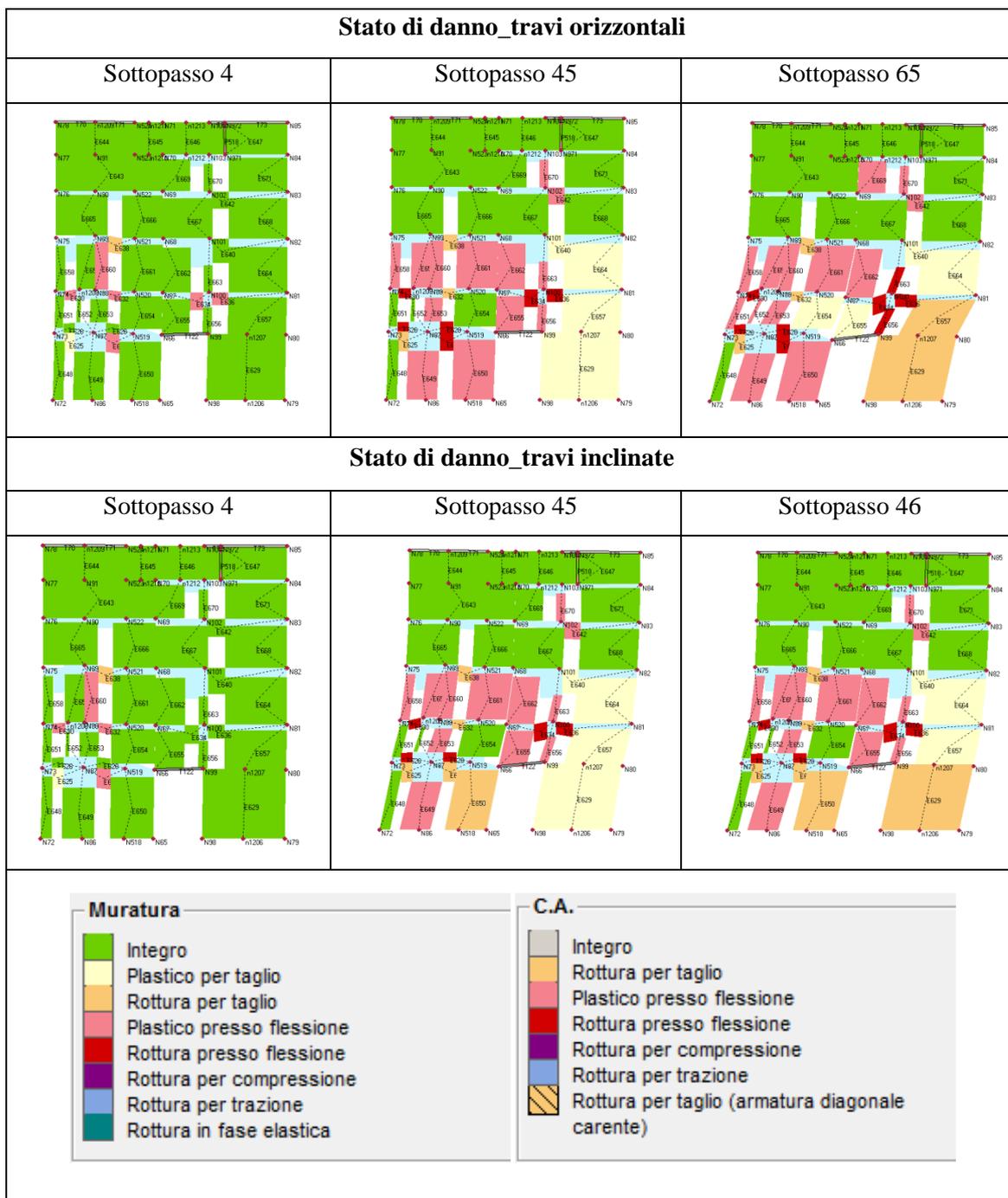


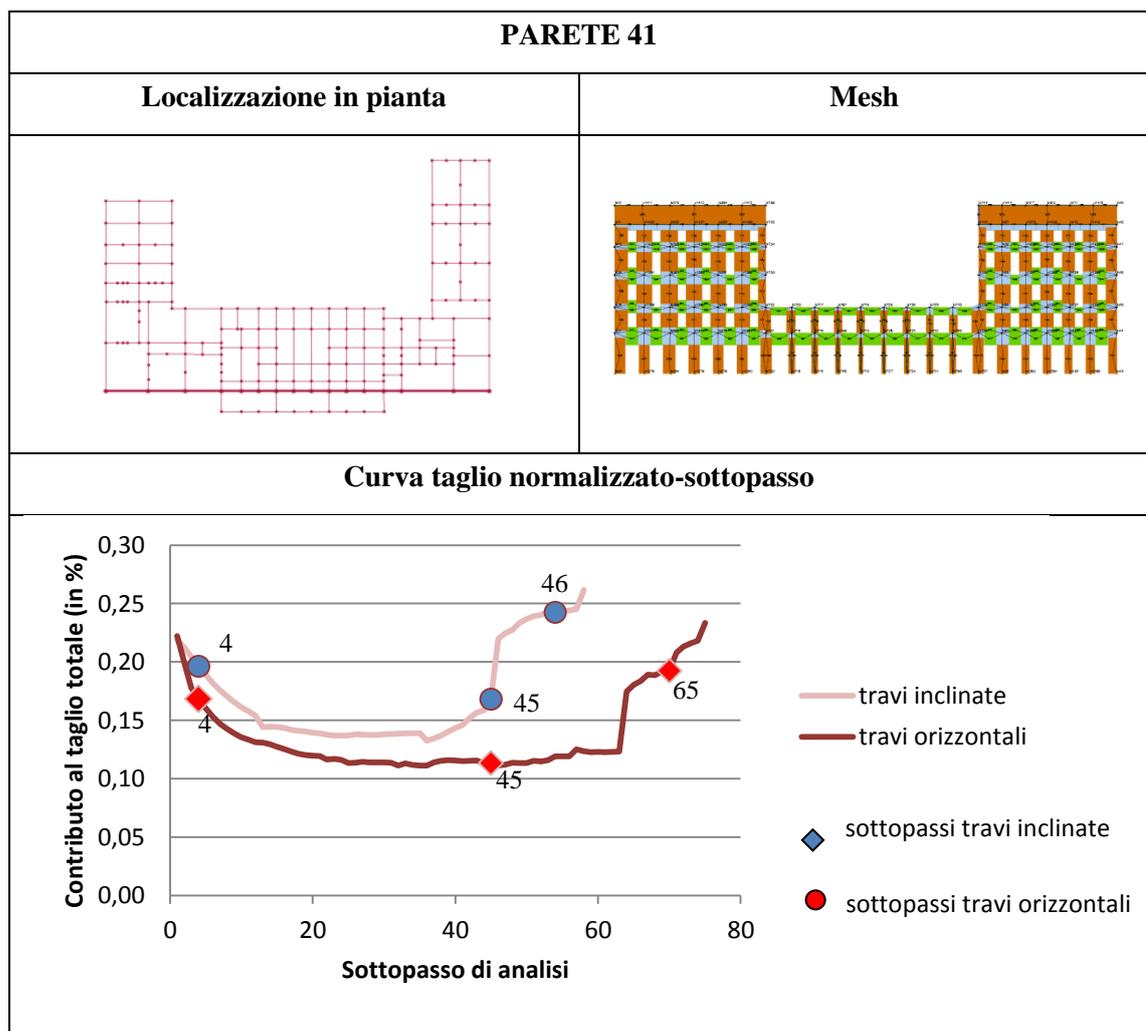
Tabella 6.16 Analisi della risposta sismica e del danno della parete 10

Prima di analizzare la risposta della parete è opportuno un richiamo sui meccanismi di rottura dei pannelli murari. Le differenti modalità di collasso, ovvero a taglio o a presso-flessione, a cui pervengono i vari elementi, è imputabile sostanzialmente alle caratteristiche geometriche e al grado di compressione a cui sono soggetti. In particolare

si evidenzia come gli elementi più snelli e meno caricati siano più sensibili al meccanismo di rottura per presso-flessione

Dall'analisi del danno emerge come la drastica riduzione della capacità della parete 10 sia dovuta alla rottura a taglio di un maschio murario al piano terra. In particolare, nel modello con travi orizzontali, i due maschi più snelli si plasticizzano a presso-flessione, senza tuttavia rompersi al progredire dell'analisi, garantendo alla parete una riserva di capacità.

Si può notare, invece, come, nel modello con travi inclinate, già al passo 45, non siano più presenti maschi integri: il primo è plastico a presso-flessione, il secondo plastico a taglio e il terzo già rotto a taglio. Di conseguenza, la rottura a taglio al passo 46 di un secondo maschio porta a collasso la parete, che raggiunge lo spostamento ultimo e non dispone più di ulteriori riserve di capacità.



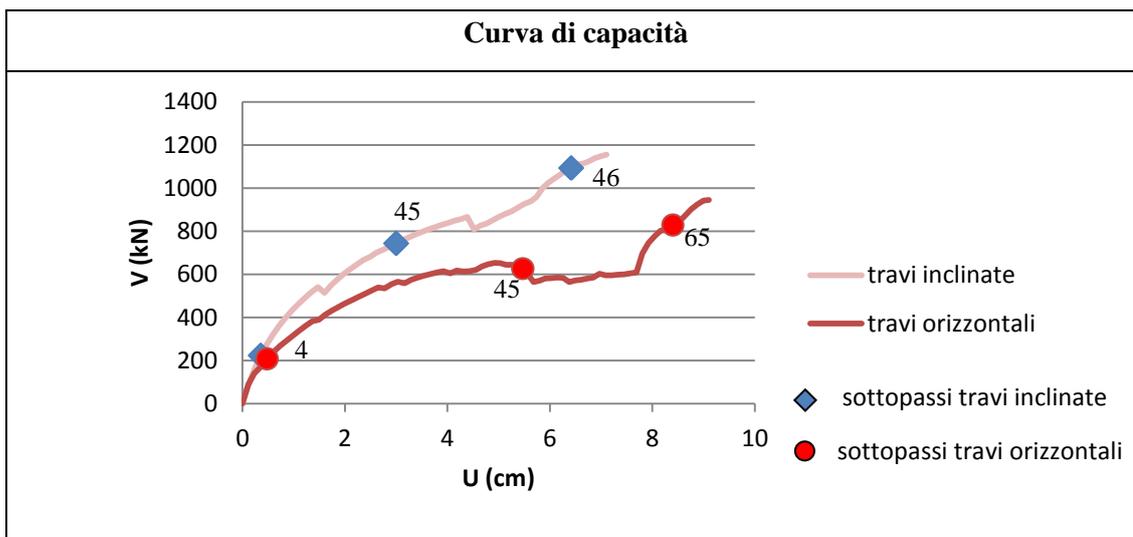
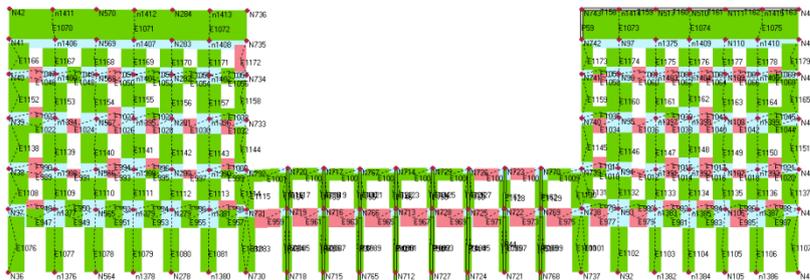


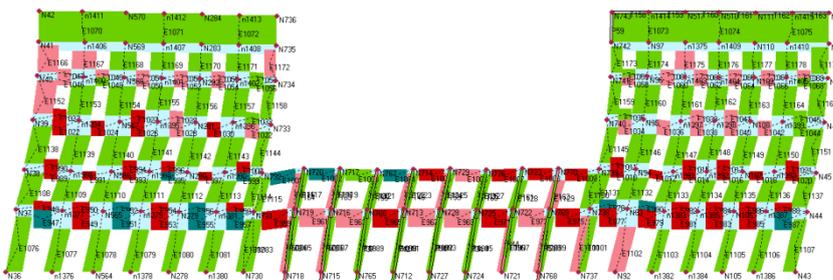
Tabella 6.17 Analisi della risposta della parete 41

Stato di danno_travi orizzontali

Sottopasso 4



Sottopasso 45



Sottopasso 70

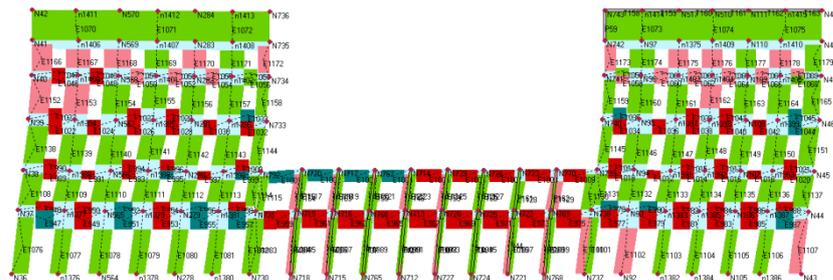


Tabella 6.18 Analisi del danno della parete x41 (con travi orizzontali)

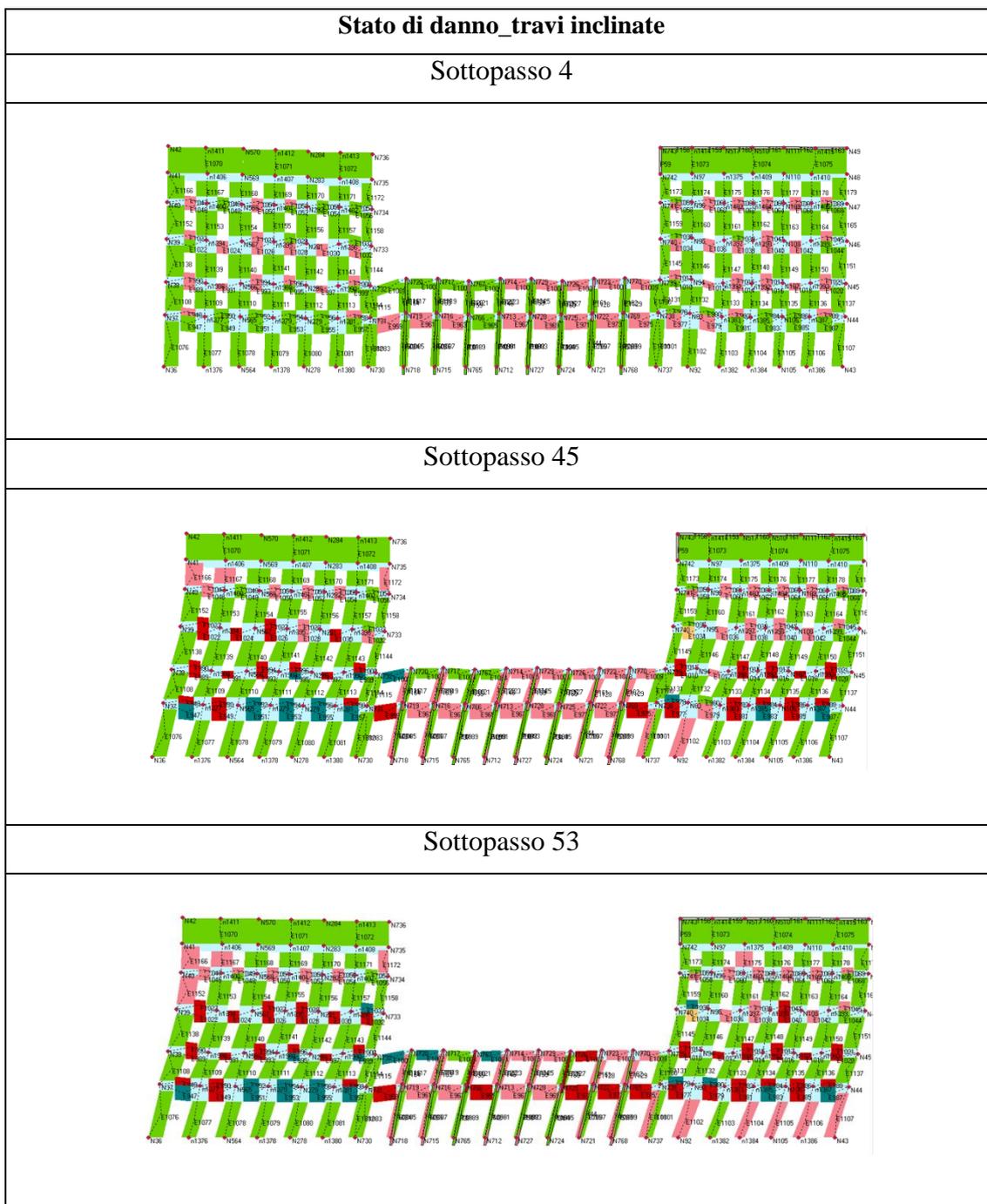


Tabella 6.18 Analisi del danno della parete x41 (con travi inclinate)

Dal diagramma del taglio normalizzato al taglio totale emerge come la parete 41 sia quella inizialmente più impegnata: assorbe, infatti, una quota parte di taglio pari allo 0,22% del taglio globale. Questo contributo si riduce al progredire dell'analisi a causa della rottura delle fasce, per poi aumentare nuovamente in corrispondenza della rottura

dei maschi delle pareti 10 e 13. La facciata ha, infatti, a disposizione una grande riserva di capacità legata ai maschi murari che rimangono integri nel corso dell'analisi.

Nelle pareti 10 e 13 i maschi murari sono tozzi e non hanno possibilità di rotazione a causa dell'assenza di fasce. Questo fa sì che essi arrivino al drift ultimo e alla rottura. Nella facciata, invece, le fasce presenti fra le aperture consentono ai maschi, in questo caso snelli, una rotazione che non viene conteggiata nel drift. Esso, a parità di spostamento, risulterà minore e non raggiungerà il valore ultimo corrispondente al collasso del pannello. Queste considerazioni spiegano il diverso comportamento delle pareti costituite da pannelli murari.

Come già evidenziato precedentemente, la modellazione degli archi come travi inclinate comporta un aumento della resistenza, ma allo stesso una riduzione della duttilità. Questo riduce ulteriormente la possibilità di spostamento dei maschi murari delle pareti 10 e 13, che si rompono a taglio in un numero di sottopassi inferiore rispetto a quanto accade nel modello con travi orizzontali.

L'analisi del comportamento della struttura in direzione y evidenzia come la modellazione degli archi come “travi-puntone equivalenti” determini un aumento della capacità globale della struttura. Anche in questa direzione le pareti più impegnate sono quelle in cui sono presenti pannelli murari (Figura 7.15)

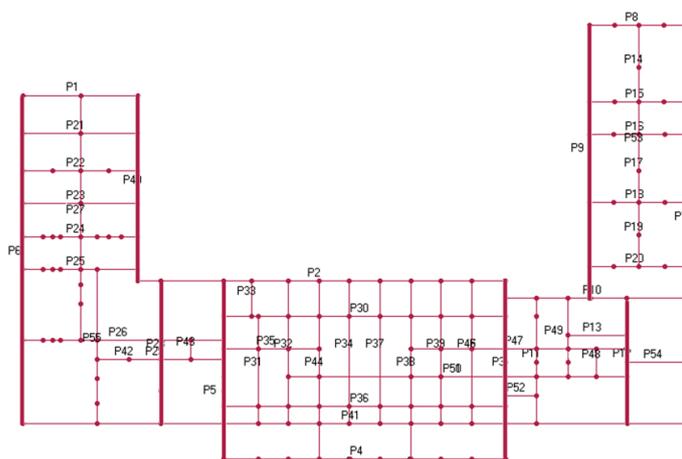


Figura 6.7 Localizzazione delle pareti più impegnate dal sisma in direzione y

A differenza di quanto accade in direzione x, tali pareti sono formate in parte da pannelli murari e in parte da archi e pilastri. Di conseguenza l'aumento della resistenza fornita dagli archi modellati come travi inclinate fa sì che tali pareti riescano a

raggiungere uno spostamento ultimo maggiore rispetto alla configurazione con travi orizzontali. Il risultato ottenuto è rappresentato da un maggior valore dello spostamento ultimo del modello globale.

Sono di seguito riportati i diagrammi del taglio normalizzato al taglio globale per i due modelli considerati.

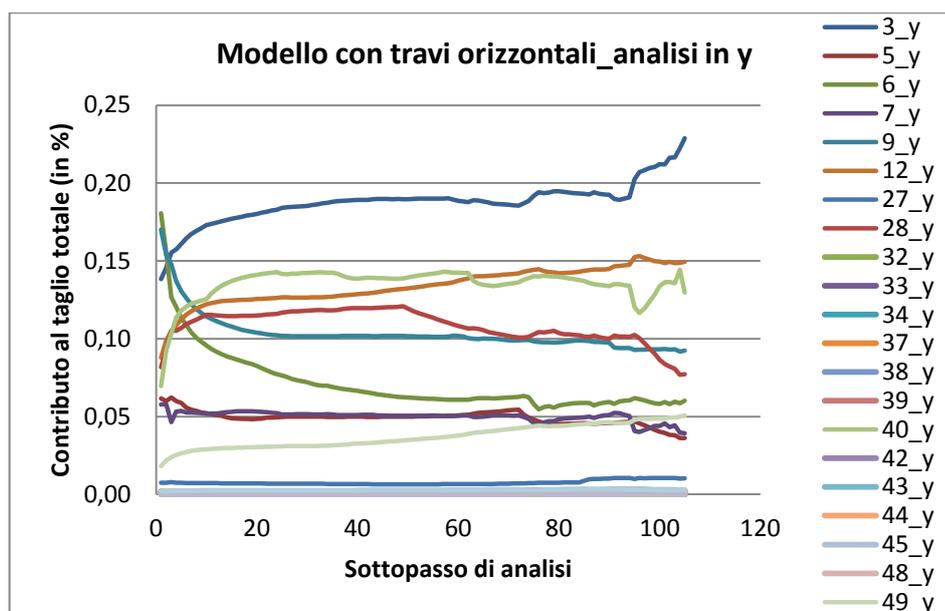


Figura 6.16 Contributo di ogni parete al procedere dell'analisi (travi orizzontali)

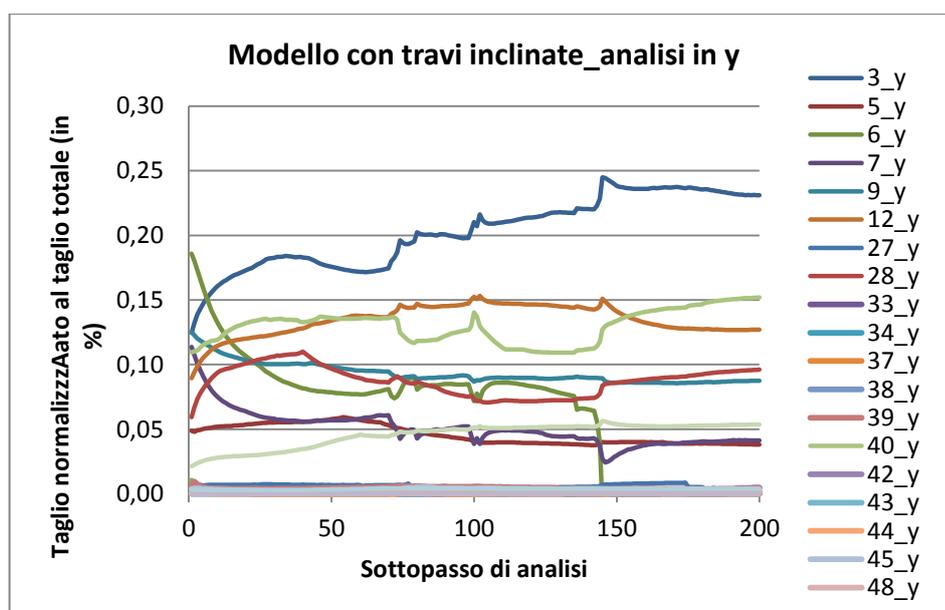


Figura 6.17 Contributo di ogni parete al procedere dell'analisi (travi inclinate)

6.6 Verifica sismica globale dell'edificio

La verifica della struttura avviene in termini globali e non puntuali, in quanto si tiene conto della redistribuzione delle azioni sugli elementi quando uno o più di essi superi il limite elastico o pervenga a collasso.

La verifica viene operata confrontando la risposta massima in spostamento, che rappresenta la risposta attesa per la struttura conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, con la capacità ultima del sistema definita opportunamente sulla curva taglio-spostamento.

L'approccio metodologico proposto dalla normativa si basa sull'ipotesi fondamentale che la risposta del sistema originario a n gradi di libertà possa essere correlata a quella di un opportuno sistema equivalente a un unico grado di libertà.

Pertanto la curva di capacità taglio alla base-spostamento della struttura deve essere convertita nella curva di capacità bilineare del sistema equivalente.

Tale conversione è operata attraverso l'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve, secondo le indicazioni specificate nel CNR-DT 207-2009 (punto C.7.3.4.1).

È quindi operato il passaggio dalle coordinate riferite al sistema a n gradi di libertà, espresse sinteticamente come V_{b-d} (taglio alla base, spostamento medio dell'ultimo piano) a quelle S_a-S_d (spettro in accelerazione-spettro in spostamento) del sistema equivalente. Questa trasformazione consente di confrontare la bilineare equivalente con lo spettro dell'azione sismica definito da normativa ed effettuare la verifica globale in termini di spostamento.

Per effettuare questo passaggio è necessaria la preliminare valutazione del fattore di partecipazione modale Γ .

Tale fattore è definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d=1$; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale

Note le componenti del vettore φ , si può calcolare direttamente la massa m^* attraverso l'espressione:

$$m^* = \varphi^T M \tau$$

I valori di Γ e m^* utilizzati nelle verifiche seguenti sono stati ottenuti direttamente dal programma Tremuri.

Noti Γ e m^* , il passaggio alle coordinate S_a - S_d è immediato attraverso le relazioni:

$$S_a = \frac{V_b}{\Gamma \cdot m^*}$$

$$S_b = \frac{d}{\Gamma} = d^*$$

La curva di capacità bilineare equivalente può essere a questo punto definita attraverso le tre seguenti grandezze:

- k^* : rigidità elastica individuata tracciando la secante alla curva taglio spostamento nel punto corrispondente a un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo;
- V_y^* : resistenza massima ottenuta tramite l'uguaglianza delle aree sottese delle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema;
- d_u^* : spostamento ultimo pari a quello della curva taglio alla base-spostamento in corrispondenza della riduzione del 20% del valore massimo del taglio alla base.

Nelle Tabelle 6.8 sono sintetizzati i valori delle grandezze che caratterizzano i sistemi equivalenti ottenuti. Tali valori sono indicati per i modelli 1 e 2 in entrambe le direzioni x e y per la distribuzione di forze applicata (proporzionale alla masse).

	Modello 1		Modello 2	
	Direzione x	Direzione y	Direzione x	Direzione y
m^* (kg)	9279766	8838456	9279766	8837785
Γ	1,24	1,26	1,242	1,26
V_y^* (N)	671168	738345	734795	865772
d_u^* (m)	0,0601	0,061	0,044	0,111
k^* (N/m)	217342437	177608591	250531685	210317235
T^* (s)	1,298	1,403	1,209	1,288

Tabella 6.19 Caratteristiche dell'oscillatore equivalente

Una volta note le grandezze che definiscono la bilineare, il periodo T^* è direttamente ricavabile dall'espressione seguente, valida per l'oscillatore semplice equivalente:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Valutate tutte le grandezze caratterizzanti il sistema bilineare equivalente si procede alla determinazione della risposta massima in spostamento.

La verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) prevede il confronto, per ciascuna delle analisi effettuate, tra lo spostamento massimo d_{\max}^* richiesto dalla normativa e lo spostamento ultimo d_u^* valutato sulla curva di capacità bilineare equivalente.

Nell'ottica di una verifica sismica, la capacità offerta dalla struttura deve essere confrontata con la domanda richiesta dalla forzante esterna, cioè un determinato evento sismico. L'azione sismica sollecitante la struttura è rappresentata dallo spettro di domanda elastico in termini di accelerazione S_e e spostamento S_{De} (definito al paragrafo 6.3).

Lo spostamento massimo d_{\max}^* è determinato in funzione dello spettro elastico in spostamento D_e attraverso la seguente espressione, valida per strutture caratterizzate da $T^* \geq T_c$:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel presente caso, entrambi i modelli di calcolo sono caratterizzati da un valore del periodo T^* che risulta maggiore di T_c e piuttosto elevato per una costruzione in muratura, di solito caratterizzata da periodi contenuti. Tale anomalia può essere spiegata dal fatto che la maglia strutturale dell'edificio, sebbene sia in muratura, è facilmente assimilabile a quella di un telaio. Di conseguenza l'edificio, nei confronti del sisma, si avvicina al comportamento delle strutture a telaio in cemento armato, per le quali si ottengono solitamente periodi elevati.

Nelle Tabelle 6.8, 6.9, 6.10 e 6.11, sono riportati, per i modelli 1 e 2 e per ogni direzione di analisi, i diagrammi che rappresentano la conversione della curva di capacità taglio alla base-spostamento nella curva bilineare dell'oscillatore equivalente, accompagnati dalla verifica effettuata graficamente utilizzando lo spettro di risposta elastico.

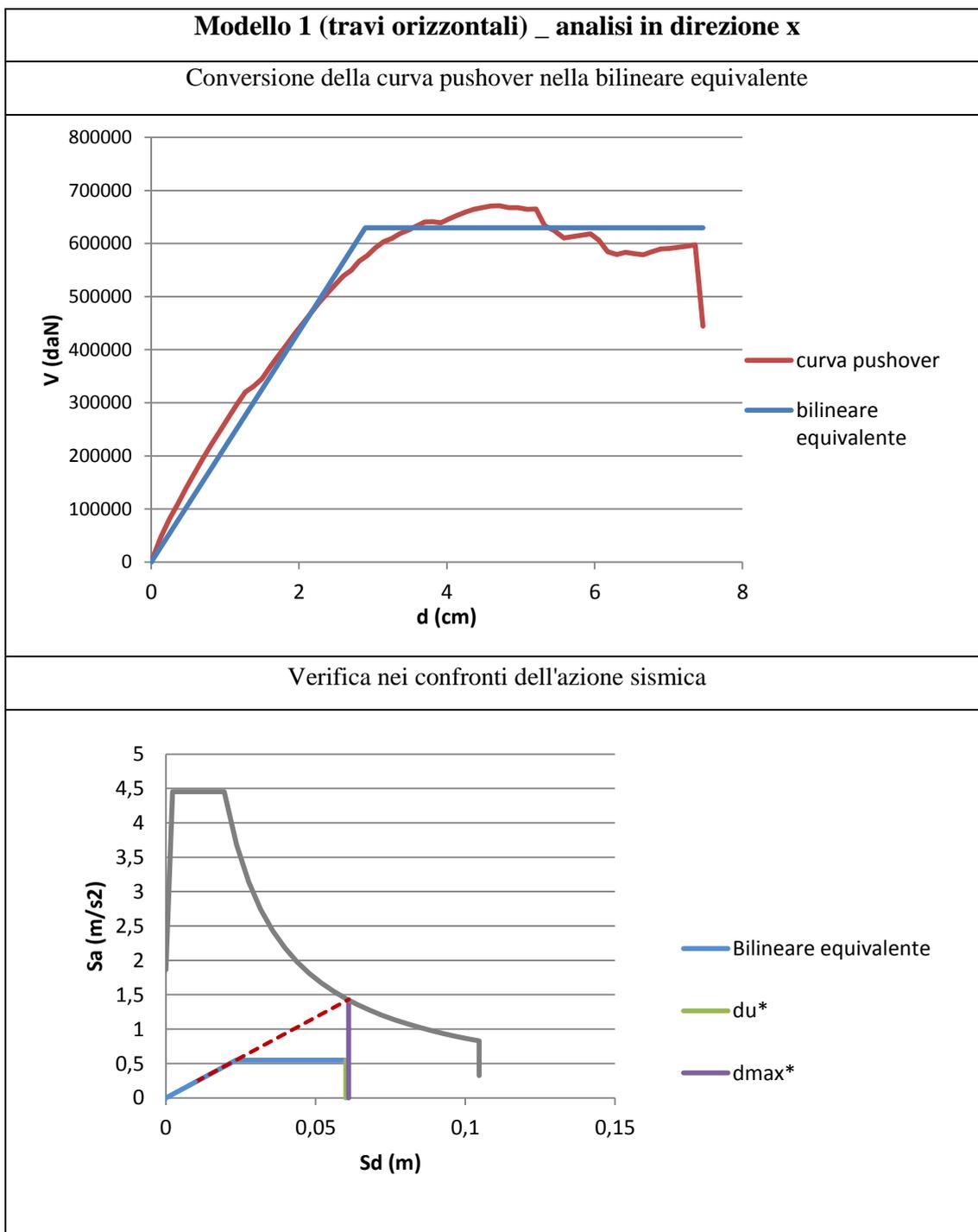


Tabella 6.20 Conversione della pushover in bilineare equivalente e verifica sismica per il modello 1 in direzione x

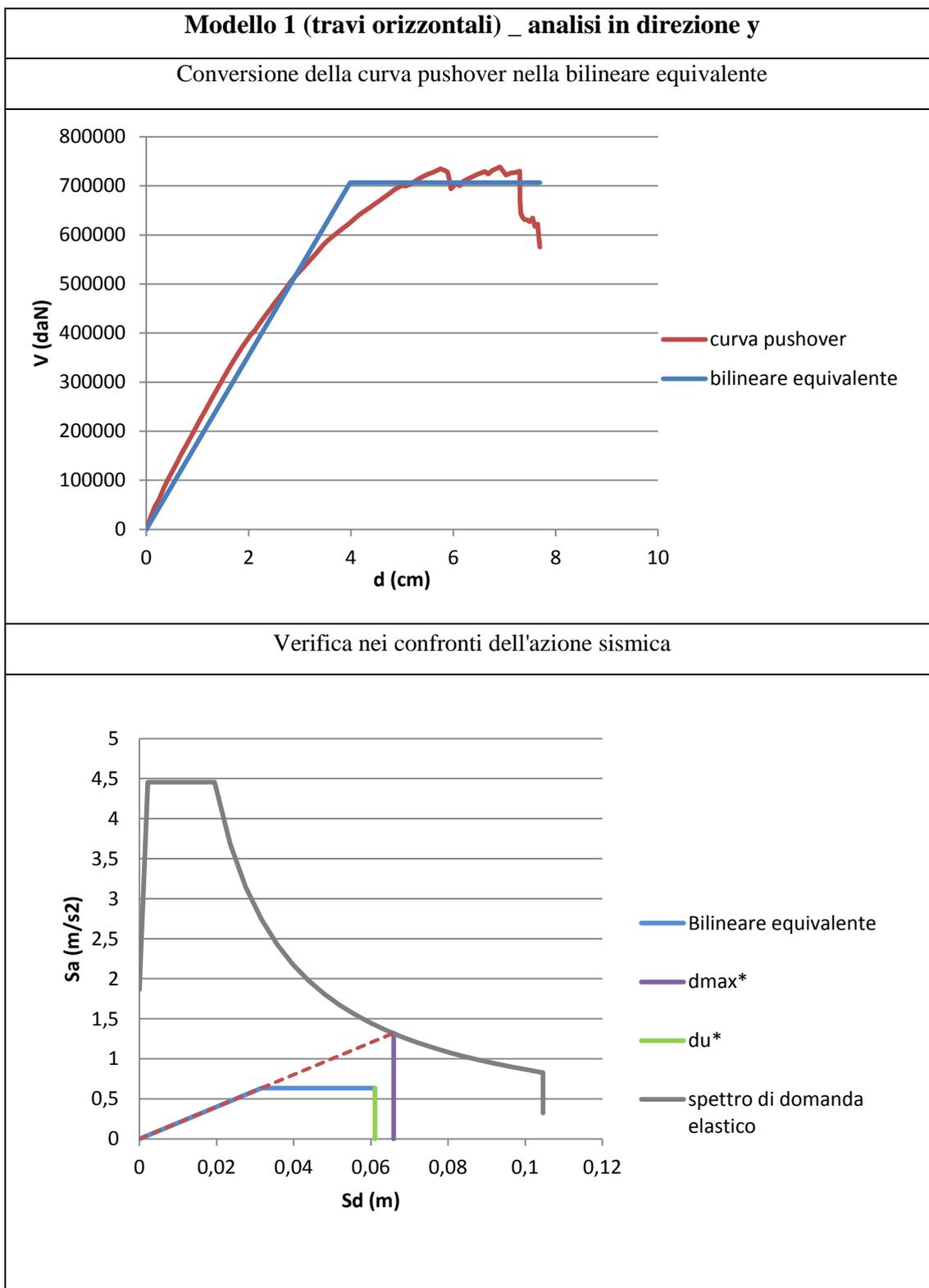


Tabella 6.21 Conversione della pushover in bilineare equivalente e verifica sismica per il modello 1 in direzione y

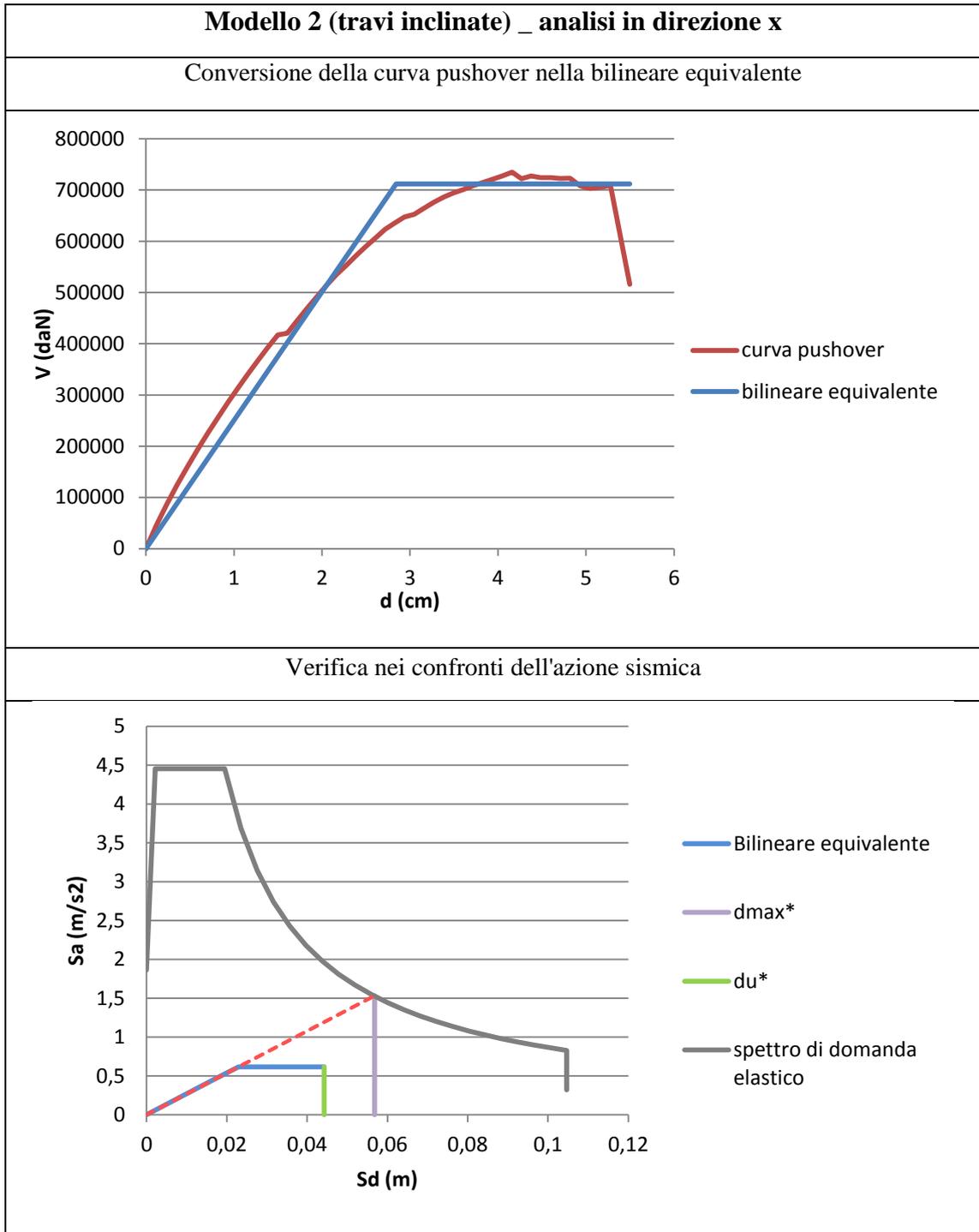


Tabella 6.22 Conversione della pushover in bilineare equivalente e verifica sismica per il modello 2 in direzione x

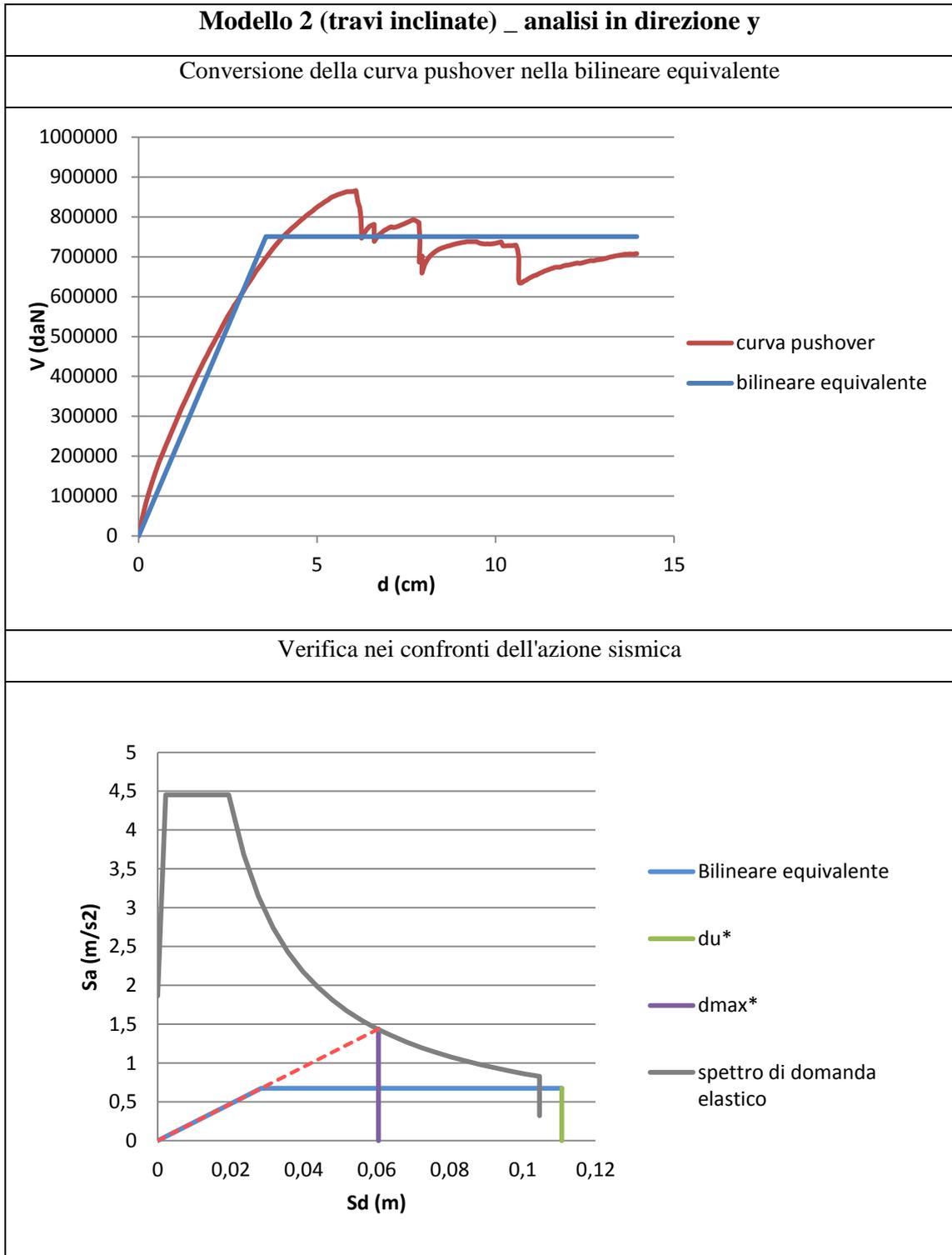


Tabella 6.23 Conversione della pushover in bilineare equivalente e verifica sismica per il modello 2 in direzione y

I risultati delle verifiche sono sintetizzati nelle Tabella 6.24 e 6.25.

	Modello 1		
	d_u^* (m)	d_{max}^* (m)	Verifica $d_{max}^* < d_u^*$
Direzione x	0,0601	0,0610	non verificato
Direzione y	0,0610	0,0658	non verificato

Tabella 6.24 Verifica sismica per il modello 1

	Modello 2		
	d_u^* (m)	d_{max}^* (m)	Verifica $d_{max}^* < d_u^*$
Direzione x	0,0442	0,0567	non verificato
Direzione y	0,111	0,0605	verificato

Tabella 6.25 Verifica sismica per il modello 2

7 Proposte di consolidamento e adeguamento sismico

L'analisi del comportamento globale della struttura ha mostrato come l'edificio, pur rivelandosi vulnerabile all'azione sismica, manifesti comunque un buon comportamento nei confronti delle azioni orizzontali.

Nello specifico è emerso come le pareti più impegnate e di conseguenza più soggette a danneggiamento siano quelle in cui sono presenti setti in muratura. Il maggior numero di pareti portanti in direzione x spiega la maggiore vulnerabilità all'azione sismica manifestata dall'edificio in questa direzione rispetto alla direzione y.

In particolare, è stato rilevato come la costruzione raggiunga la capacità di spostamento ultima in corrispondenza della rottura a taglio dei maschi murari al piano terra di due pareti dell'ala destra dirette in direzione x. Di conseguenza gli interventi di consolidamento hanno l'obiettivo di ridurre la vulnerabilità sismica in direzione x.

Si precisa come tutti gli interventi suggeriti siano finalizzati a migliorare la risposta sismica dell'edificio senza alterare il comportamento della struttura originaria.

Le azioni proposte sono sintetizzabili nelle seguenti:

- realizzazione di setti in muratura;
- rinforzo delle fasce murarie tramite l'inserimento di catene metalliche.

Tali interventi sono localizzati in Figura 7.1 all'interno della pianta del piano terra e sono poi riproposti a tutti i piani.



Figura 7.1 Localizzazione degli interventi (setti in blu, catene in rosso)

Dall'analisi della geometria dell'edificio, è possibile localizzare gli interventi dove sono realmente necessari. Per quanto riguarda i setti, ad esempio, essi sono stati inseriti in modo tale da creare una simmetria con le pareti dell'ala destra che arrivano prima a collasso (in base a quanto emerso dalle analisi sismiche effettuate nel paragrafo precedente). L'inserimento di queste nuove pareti dovrebbe aumentare la resistenza globale dell'edificio, senza tuttavia inibire la rottura a taglio delle pareti sopra citate. Queste, infatti, collassano quando raggiungono il valore di drift ultimo e manterrebbero lo stesso comportamento anche in presenza di un aumento globale della resistenza.

Le catene sono state inserite all'interno delle fasce per tener conto del reale comportamento di tali elementi. I criteri di resistenza per le fasce proposti da normativa sono quelli dei maschi ruotati a 90° e implicano una resistenza a trazione nulla. Tuttavia, nelle fasce i mattoni sono disposti in orizzontale e non può essere escluso un certo grado di ammorsamento fra essi. L'inserimento delle catene è quindi stato pensato nell'ottica di considerare la resistenza a trazione, anche minima, di cui sono dotate le fasce.

Nel modello di calcolo rappresentativo dello stato di progetto, oltre a catene e setti, è stato inserito il telaio in cemento armato con cui si prevede di ricostruire la parte crollata del fabbricato.

I nuovi setti sono realizzati con una muratura di mattoni pieni e malta di calce. È stata scelta una tipologia di muratura caratterizzata da moduli elastici non troppo elevati, in linea con quelli della muratura preesistente per evitare rotture della stessa.

I parametri meccanici da attribuire alla muratura sono stati assunti pari al valore medio dell'intervallo riportato in Tabella 7.1.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm²)	τ_0 (N/cm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	ρ (kN/m³)
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Tabella 7.1 Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura (Tabella C8A.2.1 da [8])

Sono quindi stati applicati i coefficienti correttivi legati alla presenza di malta di buone caratteristiche e di sistematiche connessioni trasversali. I valori di questi coefficienti sono riportati in Tabella 7.2.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 7.2 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tabella C8A.2.1 da [10])

Sono state definite nuove proprietà per i materiali dei pilastri del foyer al fine di tener conto dell'incremento di resistenza determinato dagli interventi di consolidamento statico. Nel caso dei pilastri in fibre di carbonio è stato applicato alla resistenza a compressione f_m il coefficiente di correzione per connessione trasversale fra i paramenti.

I nuovi pilastri dell'atrio sono stati realizzati in mattoni doppio UNI in quanto sono comunque deformabili a forze orizzontali e non si creano problemi di irrigidimento usando un materiale più rigido.

La Tabella 7.3 sintetizza i parametri meccanici che definiscono le suddette murature.

Muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
Nuovi setti	624	14,8	1125	375	18
Pilastri rinforzati con fibre di carbonio	320	6	750	250	18
Pilastri ricostruiti	650	28	3033	758	15

Tabella 7.3 Parametri meccanici medi e peso specifico per le tipologie di muratura

Di seguito sono riportati i risultati delle analisi condotte in direzione x limitatamente al modello con gli archi modellati come “travi-puntoni” equivalenti che, come già evidenziato in precedenza, permette di rappresentare in modo più corretto il reale comportamento della struttura.

In direzione y non sono state effettuate analisi dello stato di progetto in quanto il comportamento della struttura è risultato già verificato nei confronti delle azioni orizzontali.

In Figura 7.2 sono confrontate le curve pushover rappresentative dello stato di fatto e delle due ipotesi di progetto (senza o con catene).

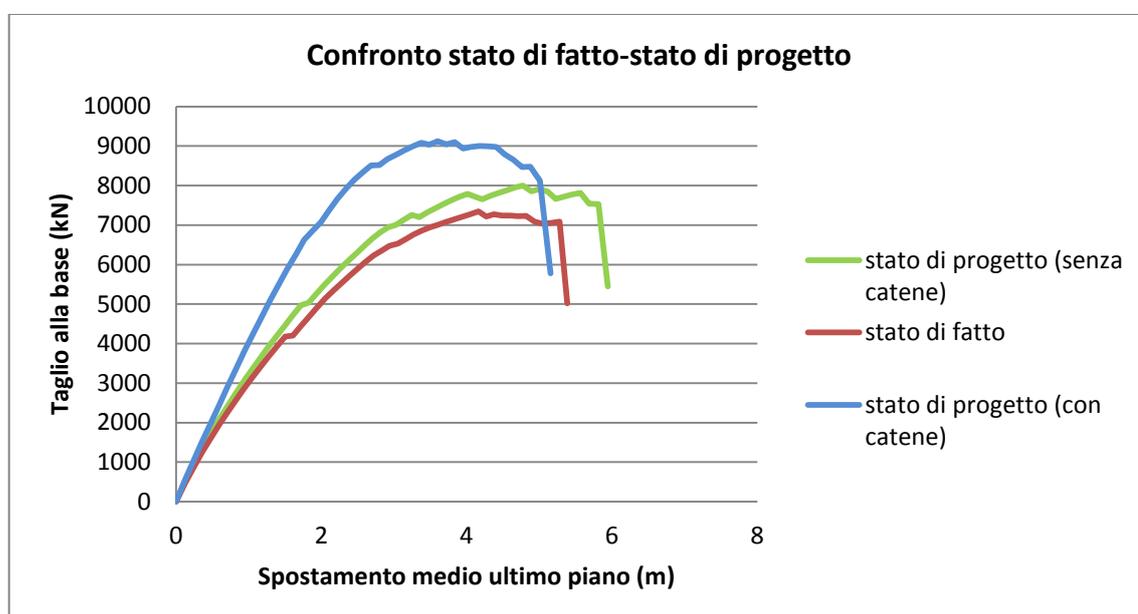


Figura 7.2 Confronto fra le curve pushover rappresentative dello stato di fatto e delle due ipotesi di progetto

Dal confronto fra le curve rappresentate nella Figura 7.2, emerge come entrambe le ipotesi di consolidamento comportino un aumento della resistenza globale della struttura, a cui, tuttavia, corrisponde una riduzione della duttilità e un minor valore dello spostamento ultimo.

Per la valutazione della sicurezza sismica si fa riferimento all'azione sismica definita al paragrafo 6.2 in termini di spettro di domanda elastico. In particolare le verifiche sono effettuate considerando per la struttura un classe d'uso III, a cui corrisponde un coefficiente d'uso C_u pari a 1,5.

I risultati ottenuti, riportati in Tabella 7.4, evidenziano come per nessuna delle due ipotesi di consolidamento la verifica sia soddisfatta.

Ipotesi di consolidamento	du* (m)	d_{max}*(m)	Verifica d_{max}* < d_u*
Consolidamento senza catene	0,0475	0,0556	non verificato
Consolidamento con catene	0,0412	0,0467	non verificato

Tabella 7.4 Risultati delle verifiche sismiche per Cu=1,5

Occorre però precisare che il Politeama è costituito da una parte pubblica, il foyer, e una privata, costituita da abitazioni. L'adozione del coefficiente d'uso III è giustificata in particolare per la parte del fabbricato ad uso pubblico; per quella privata infatti sarebbe sufficiente coerentemente con le prescrizioni della normativa adottare anche un coefficiente d'uso II (cui corrisponde Cu=1). Inoltre è importante precisare che la parte ad uso pubblico risulta tutelata, pertanto in accordo con le indicazioni del documento di *Linee Guida* è sufficiente garantire un intervento di miglioramento.

Al fine dunque di verificare se per la parte ad uso residenziale sia garantito l'adeguamento (come prescritto dalle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 nel caso di edifici ordinari), la verifica è stata aggiornata adottando un coefficiente d'uso pari a 1. È stato pertanto aggiornato lo spettro di domanda elastico. Le grandezze che lo caratterizzano sono riportate nella tabella 7.5.

C_u	1,0
V_R	50
T_R	475
a_g (m/s ²)	1,334
F_0	2,42
T_c^* (s)	0,29
Categoria suolo	Suolo B
T_C (s)	0,41
T_B (s)	0,14
T_D (s)	2,14
C_c	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33} = 1,58$
S	1,2
S_s	1,2
S_T	1

Tabella 7.5 Parametri di definizione dello spettro sismico per l'area in esame

In Figura 7.3 è rappresentato lo spettro di domanda elastico in termini di accelerazione S_e e spostamento S_{De} , ottenuto ipotizzando $C_u=1,0$.

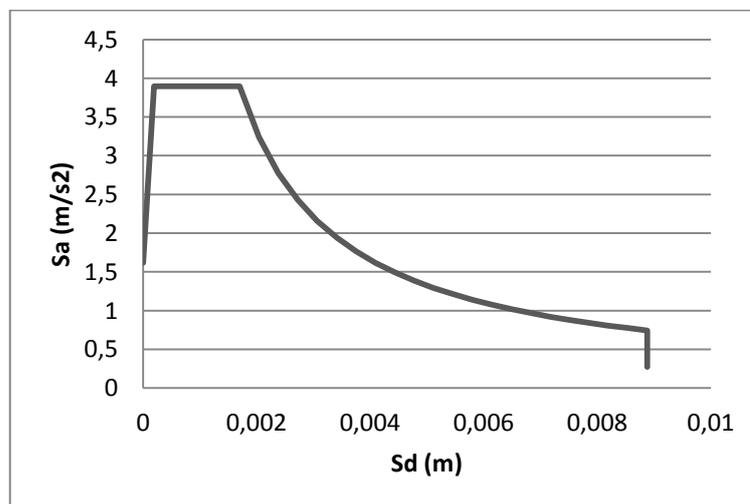


Figura 7.3 Spettro di domanda elastico a terra

Nelle Tabelle 7.5 e 7.6 sono riportati i diagrammi che rappresentano la conversione della curva di capacità taglio alla base-spostamento nella curva bilineare dell'oscillatore

equivalente, accompagnati dalla verifica effettuata graficamente utilizzando lo spettro di risposta elastico.

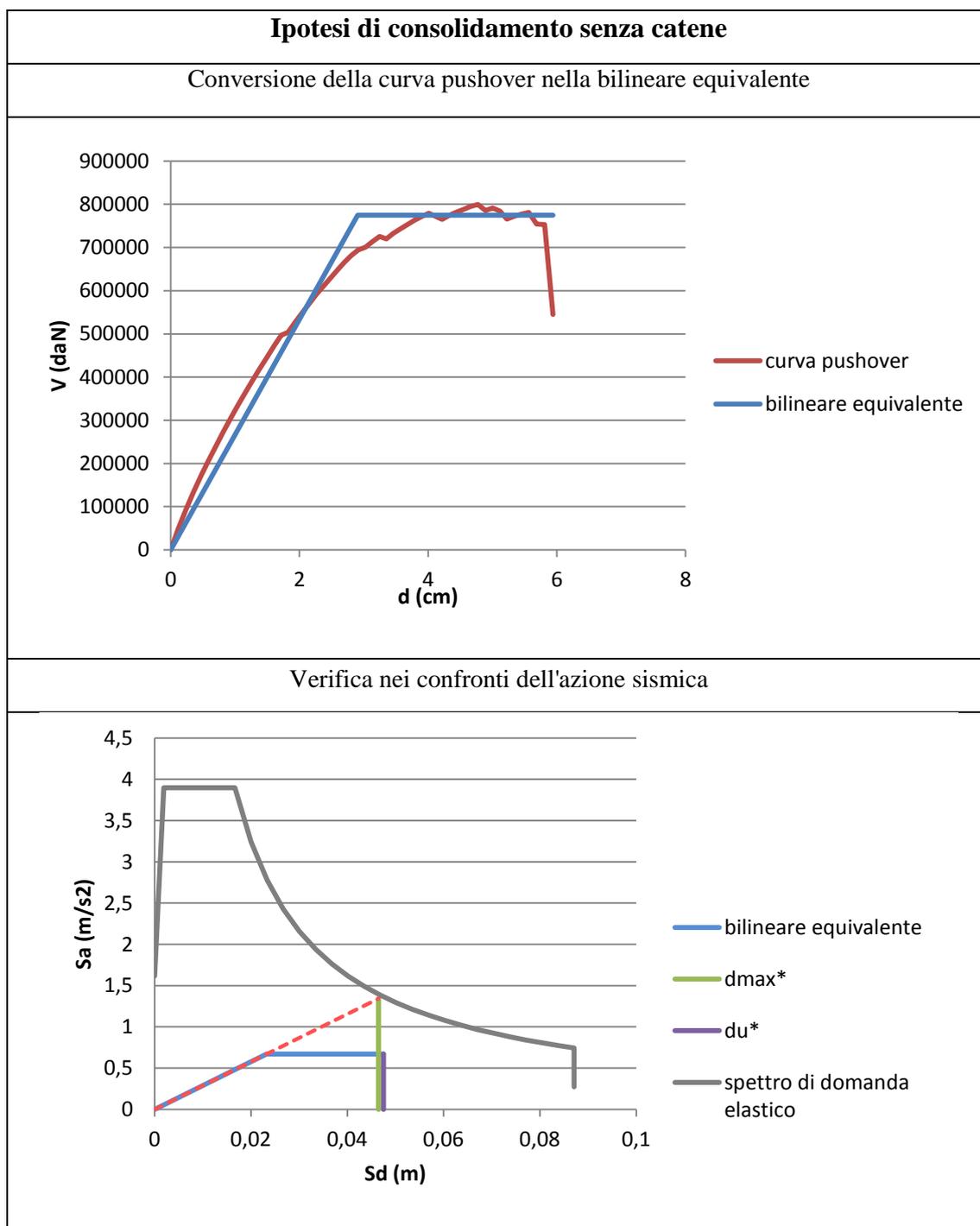


Tabella 7.6 Conversione della pushover in bilineare equivalente e verifica sismica per l'ipotesi di consolidamento senza catene

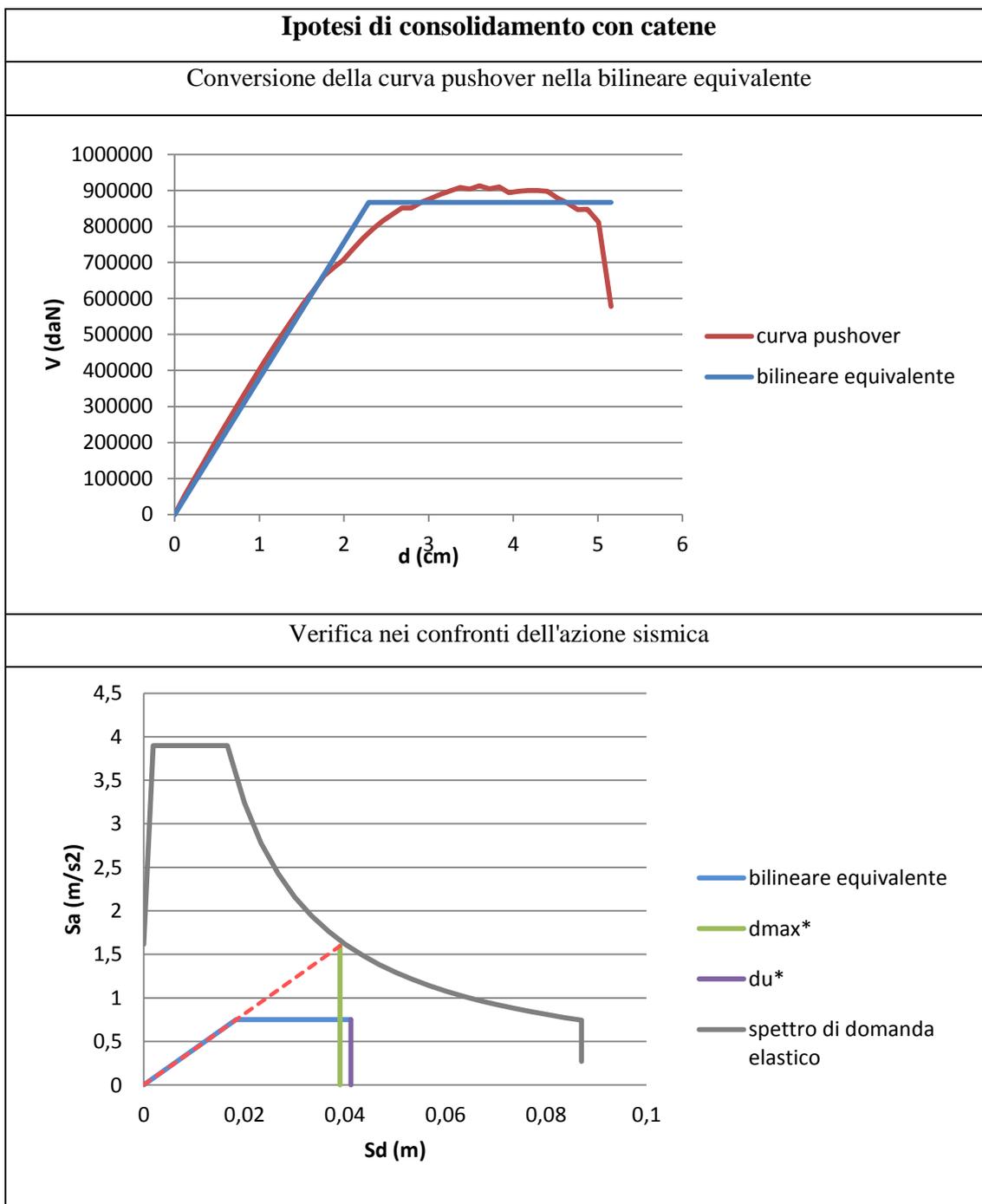


Tabella 7.7 Conversione della pushover in bilineare equivalente e verifica sismica per l'ipotesi di consolidamento con catene

Dai risultati ottenuti emerge come le verifiche siano soddisfatte per entrambe le ipotesi di consolidamento (Tabella 7.2), quindi siano rispettati i principi di adeguamento sismico di tale porzione.

Ipotesi di consolidamento				
	d_u^* (m)	$d_{max}^*(m)$	Verifica $d_{max}^* < d_u^*$	Indice di sicurezza d_u^*/d_{max}^*
Senza catene	0,0475	0,0465	verificato	1,02
Con catene	0,0412	0,0390	verificato	1,06

Figura 7.2 Risultati delle verifiche sismiche per $C_u=1,0$

8 Conclusioni

La valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali rappresenta un aspetto molto delicato dell'intervento sulle costruzioni esistenti in muratura, in particolare qualora si operi su manufatti di importanza storico-architettonica. È evidente come le notevoli incertezze nella definizione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle condizioni di vincolo tra gli elementi condizionino l'analisi del loro comportamento strutturale e la valutazione della loro sicurezza.

Risulta quindi necessario poter disporre di appropriati modelli di calcolo che rappresentino nel miglior modo possibile il reale comportamento di tali strutture.

L'attendibilità di un modello si basa sulla possibilità di effettuare una valutazione affidabile, cioè in grado di riprodurre in maniera fedele il comportamento della struttura, fornendone tuttavia una stima realistica e non eccessivamente cautelativa, soprattutto nel caso di edifici monumentali tutelati al fine di limitare l'invasività di qualsiasi intervento.

Poiché per i beni monumentali il problema della sicurezza è particolarmente delicato in quanto ad esso si affianca l'altrettanto giustificata necessità di conservarne l'integrità architettonica, la conoscenza dell'edificio diventa strumento indispensabile sia per la raccolta di tutte le informazioni e i dati necessari ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza attuale, sia per la progettazione di un intervento di consolidamento efficace e rispettoso del bene in esame.

In quest'ottica la presente tesi ha preso avvio da un'approfondita analisi dell'edificio oggetto di studio, che ha permesso di acquisire informazioni sull'organismo strutturale, i dettagli costruttivi, la storia dei dissesti e le proprietà dei materiali.

In particolare, i seri problemi statici manifestati dal Politeama Verdi di Carrara hanno messo in risalto la necessità di un urgente intervento di consolidamento statico, volto a restituire alla struttura la capacità di resistere, in primo luogo, ai pesi propri. L'intervento è stato progettato con l'obiettivo principale di mantenere inalterato il comportamento dell'organismo strutturale originario del fabbricato, costituito da una maglia regolare di pilastri, archi e volte, tutti realizzati in muratura.

Particolare attenzione è stata inoltre riservata alla facilità di messa in opera degli interventi proposti, in quanto gli ambienti in cui si va ad intervenire risultano allo stato attuale interamente puntellati: di conseguenza gli spazi di manovra entro cui operare saranno limitati.

Nello specifico per risanare le carenze evidenziate nella capacità portante si è ricorso all'incatenamento degli archi, all'accoppiamento delle rotaie di appoggio delle volte con nuovi profili in acciaio, al rinforzo dei pilastri del primo piano dell'atrio con fibre di carbonio e alla demolizione e ricostruzione dei pilastri del foyer. Quest'ultimo intervento risulta il più complesso e delicato ed è stato studiato in tutte le sue fasi, dalla rimozione della preesistente opera di rinforzo alla messa in forza del nuovo pilastro.

Una volta consolidata staticamente la struttura, è necessario affrontare l'altrettanto delicato e importante problema della vulnerabilità sismica.

Per la valutazione della sicurezza sismica globale di edifici esistenti in muratura, la normativa vigente propone differenti metodi di modellazione, fra cui è incluso l'approccio a telaio equivalente, adottato nella presente tesi.

Il sistema strutturale del Politeama Verdi di Carrara risulta particolarmente adatto ad una modellazione di questo tipo, in quanto definito da una maglia strutturale puntuale facilmente assimilabile ad un telaio, costituita da una scansione regolare di pilastri ed archi e caratterizzata in facciata da una scansione di finestre molto regolari e allineate sui diversi piani.

Tuttavia, un elemento particolarmente critico nella modellazione dell'edificio è rappresentato dalla modellazione degli archi in muratura, elementi diversi da travi, dotati di resistenza a compressione, ma non di resistenza a trazione.

Per questo motivo, si è reso necessario effettuare alcuni approfondimenti finalizzati alla comprensione del reale contributo dato dagli archi nella risposta complessiva dell'intero edificio ed alla determinazione del reale grado di accoppiamento garantibile. In particolare, sono stati studiati due modelli (uno agli elementi finiti analizzato in Ansys e uno a macroelementi studiato in Tremuri) rappresentativi di una campata tipo del Politeama.

Dai risultati ottenuti è emerso come la modellazione dell'arco come "trave-puntone equivalente" (inclinata ed incernierata alle estremità) rappresenti con buona approssimazione il reale comportamento dell'elemento arco.

A partire dalle valutazioni effettuate sul caso-studio del Politeama Verdi, si considera che tale approccio possa essere esteso a tutte le strutture in murature caratterizzate da una maglia strutturale analoga.

Data la complessità del bene in esame, che non permette di definire con certezza un univoco modello di calcolo, la valutazione della sicurezza sismica è stata effettuata considerando due modelli: nel primo l'arco è modellato come un “puntone equivalente”, nel secondo come una trave orizzontale incernierata, in grado soltanto di garantire un semplice accoppiamento fra i pilastri.

In entrambi i casi, le analisi hanno mostrato come l'edificio, pur rivelandosi vulnerabile all'azione sismica, manifesti comunque un buon comportamento nei confronti delle azioni orizzontali.

Questo ha consentito di disporre di un buon margine di azione per le ipotesi di adeguamento e miglioramento sismico proposte nella presente tesi. In particolare, sono stati progettati interventi limitati alle zone in cui ve ne era una reale necessità, prestando attenzione alle attuali destinazioni d'uso. Gli interventi citati in precedenza a risanamento delle carenze statiche sono quindi stati integrati dai seguenti, al fine di migliorare più specificatamente la risposta sismica: sono stati inseriti nuovi setti dove in origine erano presenti pareti piene, oggi completamente forate da canne fumarie, è stata ricostruita la zona crollata con un telaio in cemento armato e sono state rinforzate le fasce tramite l'inserimento di catene metalliche.

L'obiettivo previsto dalla presente tesi è quindi stato raggiunto, in quanto si è dimostrato come sia possibile elaborare un progetto di consolidamento che restituisca all'edificio una completa funzionalità, senza tuttavia alterarne la struttura originaria.

9 Riferimenti bibliografici

[1] Daniele Donghi (1892), *L'architettura moderna alla prima esposizione italiana d'architettura, Torino 1890*, Camilla e Bertolero, Torino.

[2] L'Eco del Carrione “Numero Straordinario Politeama Carrarese Verdi, 12 novembre 1892”, Tipografia Sanguinetti e Figli, Carrara, 1892

[3] Franco Rosso, *Alessandro Antonelli. 1798-1888*, Electa, Milano, 1989

[4] Franco Rosso (1979), “L'ingegner Crescentino Caselli e l'Ospizio di Carità di Torino (1881-1887)”, *Atti e Rassegna Tecnica della Società degli Ingegneri e Architetti in Torino – Nuova Serie*, 33(4), 179-211, 33(5) 215-259.

[5] E.G. Zorzi, L. Zanghieri, *I teatri storici della Toscana*, Marsilio Editori, Venezia, 1994

[6] Pietro Giorgieri, *Carrara*, Editori Laterza, Bari, 1992

[7] Antonio Bernieri, *Carrara*, Sagep Editrice, Genova, 1985

[8] Relazione tecnica sul Teatro Politeama Giuseppe Verdi a cura dell'Ing. Morello Morelli e del Prof. Ing. Daniele Ferretti, consulenti per la Procura della Repubblica di Massa

[9] D.M. 14 Gennaio 2008, *Norme tecniche per le costruzioni*

[10] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617: *Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»* di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

- [11] *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, luglio 2007
- [12] Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Resemini, S., (2004), “Non-linear Seismic Analysis of Masonry Structures”, *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver 1-6 August, paper n. 843.
- [13] Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Cattari S. (2009), TREMURI program: Seismic Analyses of 3D Masonry Buildings, University of Genoa
- [14] S. Cattari, E. Curti, A. Galasco, S. Resemini, *Analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura*, Napoli, 2005
- [15] Lagomarsino S., Cattari S. (2009). Non linear seismic analysis of masonry buildings by the equivalent frame model. Proc. 11° D-A-CH Conference: Masonry and earthquakes (invited paper), Zurich, 10-11 September 2009, pp. 85-100. ISBN 978-3-03732-021-1
- [16] Calderini C., Lagomarsino S. (2008). Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 134, No. 2, pp. 209-220.
- [17] M.A. Chiorino, A. Spadafora, C. Calderini, Lagomarsino S. (2008). Modeling strategies for the world's largest elliptical dome at Vicoforte. *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 2; p. 274-303, ISSN: 1558-3058, doi: 10.1080/15583050802063618
- [18] Calderini C., Lagomarsino S. (2006). A micromechanical inelastic model for historical masonry. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10, No. 4, pp. 453-479.
- [19] Manuale di utilizzo del programma 3Muri prodotto da S.T.A. Data

Ringraziamenti

Ringrazio il prof. Sergio Lagomarsino, che mi ha affidato lo sviluppo di un argomento che è stato per me molto interessante e stimolante.

Grazie all'ing. Serena Cattari e all'ing. Stefania degli Abbati, per la pazienza e la disponibilità concessami, e per gli utilissimi consigli che mi hanno permesso di svolgere il lavoro nel migliore dei modi.

Un grazie speciale alla mia famiglia, senza la quale non avrei mai potuto intraprendere questa esperienza, e ad Edoardo, che mi ha sopportato pazientemente, aiutandomi ad arrivare alla fine di questo percorso.

Ringrazio tutti gli amici che mi hanno sostenuto in questo periodo, in particolare Francesca, che, con il suo supporto morale e “grafico”, mi ha consentito di svolgere tutto il lavoro nei tempi richiesti.