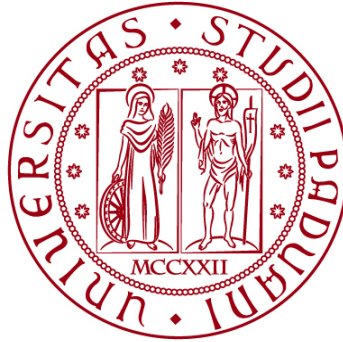


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile - Architettura



TESI DI LAUREA

**MODELLAZIONE NUMERICA NON LINEARE
DELL'INTERAZIONE STRUTTURALE DELLA
CATTEDRALE DI SANTA MARIA ASSUNTA E DEL
BATTISTERO IN PADOVA**

Relatore:

Chiar.ma Prof.ssa Maria Rosa Valluzzi

Correlatore:

Dott. Ing. Filippo Lorenzoni

Laureanda:

Sara Simioni

1141742

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

Indice

Introduzione.....	I
1 Stato dell'arte.....	1
1.1 Muratura storica.....	1
1.1.1 Muratura in laterizio	1
1.1.1.1 Regola dell'arte.....	1
1.2 Proprietà meccaniche.....	4
1.2.1 Micro-modellazione della muratura	4
1.2.2 Macro-modello della muratura	7
1.3 Comportamento degli edifici in muratura.....	8
1.3.1 Meccanismi di collasso.....	9
1.3.1.1 Primo modo	9
1.3.1.2 Secondo modo	10
1.4 Riferimenti normativi	11
1.4.1 Livello di conoscenza e Fattore di confidenza	11
1.4.2 Livelli di valutazione	12
1.4.2.1 LV1	12
1.4.2.2 LV2.....	14
1.4.2.3 LV3.....	15
1.5 Metodi di analisi sismica	16
1.5.1 Analisi lineare.....	16
1.5.1.1 Statica	17
1.5.1.2 Dinamica.....	18
1.5.2 Analisi non lineare.....	18
1.5.2.1 Statica	19
1.5.2.2 Dinamica.....	21
1.5.3 Analisi cinematica	21
1.5.3.1 Cinematismo al suolo: Verifica SLV lineare.....	22
1.5.3.2 Cinematismo al suolo: Verifica SLV non lineare.....	23
1.5.3.3 Cinematismo in quota: Verifica SLV lineare	24
1.5.3.4 Cinematismo in quota: Verifica SLV non lineare	24
1.6 Modellazione strutturale	25
1.6.1 Metodo agli elementi finiti	25
1.6.1.1 Scala di modellazione	26
1.6.1.2 Legame costitutivo: Total Strain Based Crack Model.....	27
1.6.1.3 Elementi utilizzati.....	31
2 Analisi storica e interventi pregressi	33

2.1	Inquadramento	33
2.1.1	Inquadramento geografico	33
2.1.2	Inquadramento sismico e vincoli	33
2.1.3	Inquadramento storico e contesto della Cattedrale di Santa Maria Assunta.....	35
2.1.4	Fondazione del Battistero	40
2.1.5	Giusto de' Menabuoi nel Battistero	42
2.2	Interventi.....	44
2.2.1	Interventi Trecenteschi	44
2.2.2	Altri interventi	45
2.2.3	Restauro dei dipinti.....	45
2.2.4	Interventi post-bellici.....	46
2.2.5	Interventi della seconda metà del XX secolo	47
3	Percorso di conoscenza.....	49
3.1	Battistero.....	49
3.1.1	Rilievo geometrico e fotografico	49
3.1.2	Rilievo strutturale	51
3.1.2.1	Strutture verticali	51
3.1.2.2	Volte e cupole.....	52
3.1.2.3	Strutture di copertura	52
3.1.2.4	Materiali	53
3.1.2.5	Qualità muraria	54
3.1.3	Criticità costruttivo-materiali rilevate.....	57
3.1.4	Rilievo di vulnerabilità e presidi.....	61
3.1.4.1	Vulnerabilità	61
3.1.4.2	Presidi	63
3.1.5	Indagini pregresse.....	64
3.1.5.1	Georadar	64
3.1.5.2	Indagine Videoendoscopica.....	66
3.1.5.3	Martinetti piatti singoli e doppi	67
3.2	Cattedrale.....	69
3.2.1	Rilievo architettonico e fotografico	69
3.2.2	Rilievo strutturale	71
3.2.2.1	Strutture verticali	71
3.2.2.2	Volte e cupole.....	71
3.2.2.3	Strutture di copertura	72
3.2.2.4	Materiali	72
3.2.2.5	Qualità muraria	73
3.2.3	Criticità costruttivo materiali rilevate.....	76

3.2.4	Rilievo delle vulnerabilità e presidi	81
3.2.4.1	Vulnerabilità	81
3.2.4.2	Presidi	82
3.2.5	Nuova campagna di indagine	83
3.2.5.1	Pianta piano terra	84
3.2.5.2	Pianta sottotetti navate laterali.....	85
3.2.5.3	Pianta sottotetto navata centrale	86
3.3	Esiti del percorso di conoscenza.....	87
3.3.1	Definizione del fattore di confidenza	87
3.3.2	Caratteristiche dei materiali.....	88
3.3.2.1	Muratura	88
3.3.2.2	Legno	89
4	Analisi dei carichi e azioni	91
4.1	Battistero.....	91
4.1.1	Strutture verticali	91
4.1.1.1	Aula	91
4.1.2	Cupole e volte.....	91
4.1.2.1	Abside: Cupola	91
4.1.2.2	Aula: Cupola.....	94
4.1.2.3	Volte a crociera.....	97
4.1.3	Copertura	97
4.1.3.1	Abside: Copertura cupola	97
4.1.3.2	Abside: Copertura rimanente.....	98
4.1.3.3	Aula: Copertura cupola.....	98
4.1.3.4	Aula: Copertura rimanente	99
4.2	Cattedrale.....	101
4.2.1	Strutture verticali	101
4.2.1.1	Muratura	101
4.2.2	Cupole e volte.....	101
4.2.2.1	Volta a botte.....	101
4.2.2.2	Cupole navate laterali	102
4.2.2.3	Archi	103
4.2.2.4	Copertura navata principale.....	104
4.2.2.5	Copertura navata nord	105
4.2.2.6	Copertura navata sud	106
4.3	Sovraccarichi	107
4.4	Azione del vento.....	107
4.5	Azione della neve	108

4.6	Azione sismica.....	108
4.6.1.1	Spettro di risposta elastico in accelerazione	109
4.6.1.2	Spettro di risposta elastico in spostamento	110
4.6.1.3	Spettro di piano.....	111
4.7	Combinazioni di carico.....	113
4.7.1	Combinazione fondamentale	113
4.7.2	Combinazione sismica	113
5	Modellazione FEM.....	115
5.1	Strategie di modellazione	115
5.2	Modello geometrico.....	116
5.2.1	Strutture verticali	116
5.2.1.1	Proprietà lineari	116
5.2.1.2	Proprietà non lineari	117
5.2.2	Strutture orizzontali	118
5.2.2.1	Volte e cupole.....	118
5.2.2.2	Coperture	119
5.2.3	Vincoli e carichi.....	119
5.2.4	Discretizzazione del modello.....	119
5.3	Analisi statica non lineare del peso proprio.....	121
5.3.1	Battistero.....	121
5.3.1.1	Analisi delle tensioni	121
5.3.1.2	Stima analitica del peso proprio e confronto	123
5.3.2	Cattedrale.....	124
5.3.2.1	Analisi delle tensioni	124
5.3.2.2	Stima analitica del peso proprio e confronto	125
5.3.3	Modello globale.....	126
5.3.3.1	Analisi delle tensioni	126
5.4	Analisi modale.....	127
5.4.1	Battistero.....	127
5.4.2	Cattedrale.....	132
5.4.3	Modello globale.....	136
5.4.4	Osservazioni finali.....	140
6	Analisi globale e studio dell'interazione strutturale	141
6.1	Premessa.....	141
6.2	Analisi pushover.....	144
6.3	Studio della risposta del Battistero in direzione $\pm Y$	145
6.4	Studio della risposta della Cattedrale in direzione $-Y$	149
6.5	Studio dell'interazione Cattedrale Battistero in direzione $\pm X$	153

6.6	Confronto della simulazione numerica con il danno reale	159
6.6.1	Prospetto Sud Battistero	159
6.6.2	Prospetto Est Battistero	160
6.6.3	Prospetto Est Cattedrale.....	161
6.6.4	Archi navate interne Cattedrale	161
6.7	Individuazione dei macroelementi.....	164
6.7.1	Battistero.....	164
6.7.1.1	Prospetto est.....	164
6.7.1.2	Prospetto sud	164
6.7.1.3	Prospetto ovest.....	165
6.7.2	Cattedrale.....	165
6.7.2.1	Facciata est	165
6.7.2.2	Parete laterale sud.....	166
6.7.2.3	Parete laterale nord.....	167
7	Valutazione della vulnerabilità sismica.....	169
7.1	Metodo di valutazione LV1	169
7.1.1	Battistero.....	169
7.1.2	Cattedrale.....	171
7.1.3	Osservazioni finali.....	172
7.2	LV2.....	173
7.2.1	Battistero.....	173
7.2.1.1	Meccanismo B1: Parete dell'abside.....	173
7.2.1.2	Meccanismo B2: Parete dell'abside con cunei	175
7.2.1.3	Meccanismo B3: Parete B7	177
7.2.1.4	Meccanismo B4: Spicchio di cupolino	179
7.2.1.5	Meccanismo B5: Parete tamburo abside.....	181
7.2.1.6	Meccanismo B6: Parete ingresso nord-est.....	183
7.2.1.7	Meccanismo B7: Parete est centrale	185
7.2.1.8	Meccanismo B8: Parete est sopra gli archi.....	187
7.2.1.9	Meccanismo B9: Parete est sopra gli archi con cuneo.....	189
7.2.1.10	Meccanismo B10: Cupola maggiore	191
7.2.1.11	Meccanismo B11: Tamburo cupola maggiore.....	193
7.2.1.12	Meccanismo B12: Parete sud.....	195
7.2.1.13	Meccanismo B13: Parete sud tra le due aperture.....	197
7.2.1.14	Meccanismo B14: Parete ovest.....	199
7.2.1.15	Meccanismo B15: Parete ovest verso la Cattedrale.....	201
7.2.2	Cattedrale.....	203
7.2.2.1	Meccanismo C1: Facciata con cunei di trascinamento	203

7.2.2.2	Meccanismo C2: Facciata sopra l'ingresso principale	205
7.2.2.3	Meccanismo C3: Facciata sopra l'ingresso principale con cunei di trascinamento.....	207
7.2.2.4	Meccanismo C4: Timpano.....	209
7.2.2.5	Meccanismo C5: Cuneo primo rosone	211
7.2.2.6	Meccanismo C6: Ribaltamento cuneo secondo rosone	212
7.2.2.7	Meccanismo C7: Parete C4	214
7.2.2.8	Meccanismo C8: Parete C3	216
7.2.2.9	Meccanismo C9: Parete C5	217
7.2.2.10	Meccanismo C10: ribaltamento parete C2	219
7.2.2.11	Meccanismo C11: Facciata navata sud.....	221
7.2.2.12	Meccanismo C12: Facciata navata nord	223
7.2.2.13	Meccanismo C13: Facciata navata centrale.....	225
7.2.2.14	Meccanismo C14: Cantonale sud	227
7.2.2.15	Meccanismo C15: Porzione facciata sud.....	229
7.2.2.16	Meccanismo C16: Cantonale nord.....	231
7.2.2.17	Meccanismo C17: Porzione facciata nord	233
7.2.2.18	Meccanismo C18: Facciata navata centrale sotto la volta a botte	235
7.2.2.19	Meccanismo C19: Cuneo parete laterale nord.....	237
7.2.2.20	Meccanismo C20: Cuneo parete laterale sud.....	239
7.2.2.21	Meccanismo C21: Parete a fianco della navata centrale.....	241
7.2.2.22	Meccanismo C22: Parete laterale sud superiore	242
7.2.2.23	Meccanismo C23: Parete laterale sud a terra.....	243
7.2.2.24	Meccanismo C24: Parete laterale nord tra le aperture	245
7.2.3	Considerazioni finali.....	247
8	Conclusioni.....	251
	Bibliografia.....	253
	Bibliografia tecnica	255
	Siti consultati.....	255

Introduzione

Il territorio italiano è ricco di edifici storici in muratura, appartenenti al patrimonio culturale, che hanno la necessità di essere preservati e messi in sicurezza, dall'azione di forze esterne quale può essere un evento sismico. Il comportamento di edifici in muratura, sottoposti ad un'azione sismica non è del tutto chiaro e prevedibile, e se si tratta anche di edifici storici, il processo di conoscenza e di studio si rivela tanto fondamentale quanto complesso. Questo è dovuto al fatto che spesso, non si è in grado di ripercorrere l'evoluzione dell'edificio, per la mancanza di elaborati geometrici originali completi, trovandosi di fronte a una costruzione eterogenea di cui non si conoscono le caratteristiche meccaniche dei materiali. Spesso tali edifici sono costruiti in aggregato, amplificando la problematica della risposta sismica delle singole parti, in relazione alle strutture in adiacenza e alla loro interazione.

Oggetto della presente tesi è la valutazione dell'interazione strutturale e della vulnerabilità sismica della Cattedrale di Santa Maria Assunta e del Battistero della città di Padova. Entrambi gli edifici costituiscono dei beni storici-artistici di notevole importanza, soprattutto il Battistero, che al suo interno custodisce un ciclo di affreschi trecenteschi realizzati da Giusto de' Menabuoi.

Questi due edifici fanno parte di un aggregato più grande, che comprende altre strutture; ma la caratteristica fondamentale che ha portato a sviluppare la tematica di tesi, è il contatto tra i due edifici che si sviluppa in corrispondenza del tamburo del Battistero e della facciata della Cattedrale. Tale condizione si ritiene particolarmente critica in relazione ad un eventuale evento sismico.

Si vuole quindi andare ad approfondire l'interazione tra le strutture, valutando anche il grado di vulnerabilità sismica in cui le stesse vertono. È necessario a tal proposito definire le normative di riferimento per il seguente studio: le *Norme tecniche per le costruzioni* (2018) e la relativa *Circolare* (2019) applicativa, e in maniera più specifica alle *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* (2008).

È stato innanzitutto necessario condurre una ricerca dal punto di vista storico-evolutivo dell'edificio, delineando le trasformazioni del complesso, dalle prime costruzioni della Cattedrale nel IV secolo, fino all'ultima ricostruzione completata nel XVIII secolo. È seguita poi una fase di rilievo geometrico, strutturale e del danno, al fine di mappare le condizioni attuali degli edifici, facendo riferimento anche a delle campagne di indagini pregresse, che hanno permesso di approfondire la conoscenza relativa ad alcuni aspetti.

Facendo riferimento alle Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, si applicano al caso studio i tre livelli di valutazione previsti dalla normativa. Si procede in primo luogo all'applicazione di un approccio di studio globale del complesso (LV3), tramite la modellazione strutturale numerica agli elementi finiti (FEM), al fine di valutare le caratteristiche dal punto di vista statico e dinamico. L'utilizzo di modelli numerici è fondamentale per lo studio di strutture in muratura, in quanto permette di implementare il comportamento non lineare del materiale.

Vengono svolte differenti analisi, sia sui modelli degli edifici singoli, sia sul modello globale del complesso, al fine di valutare oltre che il comportamento delle singole unità, anche l'interazione che si interpone tra di esse. Questo è reso possibile tramite lo svolgimento di *analisi non lineari*, con il software di calcolo DIANA 10.4 che permette l'implementazione di modelli costitutivi di materiali quasi fragili come la muratura e di ottenere i quadri deformativi-tensionali che considerino la redistribuzione degli sforzi, anche dopo il danneggiamento del materiale. Oltre all'obiettivo di definire l'interazione tra gli edifici, si persegue anche quello di studiare i quadri deformativi restituiti dalle analisi per l'individuazione di macroelementi più specifici per la struttura in questione.

I risultati ottenuti dall'approccio precedente vengono implementati per lo studio di vulnerabilità sismica che viene svolto tramite l'applicazione dei primi due livelli di valutazione, definiti nelle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale; nel livello LV1 è prevista la valutazione di vulnerabilità sismica tramite approcci semplificati di tipo speditivo basati sullo studio dei macroelementi derivanti dall'abaco della *scheda chiese* (Allegato C, Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale). Nel secondo livello di analisi (LV2) si procede con lo studio di tutti i

cinematismi potenzialmente attivabili in caso di sisma, tramite l'applicazione dell'analisi limite dell'equilibrio. In questo caso i macroelementi sono stati individuati sia sulla base dell'abaco della sopracitata scheda chiese che del quadro fessurativo reale rilevato in sito o di quello simulato numericamente attraverso analisi FEM non lineari condotte sul modello globale.

L'obiettivo è il calcolo del coefficiente di attivazione di ogni meccanismo, con la relativa verifica allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), come definito da normativa per edifici appartenenti al patrimonio culturale. In fase di verifica, ogni cinematismo verrà ulteriormente calibrato con il periodo di riferimento individuato dalle analisi modali svolte in precedenza, raffinando così lo studio di vulnerabilità.

Il lavoro è suddiviso in otto capitoli:

Capitolo 1 – Stato dell'arte. È stato inserito un capitolo introduttivo, che racchiude tutte le basi teoriche degli argomenti affrontati nel percorso di tesi; vengono esplicate le caratteristiche e il comportamento del materiale muratura, con riferimento particolare alla muratura storica e al comportamento degli edifici in muratura. Vengono inseriti i riferimenti alla normativa vigente e attinente ai beni culturali, con particolare attenzione sui livelli di valutazione individuati dalle Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e ai metodi di analisi sismica previsti dalle NTC 2018 e Circolare.

Infine, viene presentato il metodo di modellazione strutturale utilizzato FEM, e le sue caratteristiche, quali la scala di modellazione, il legame costitutivo scelto per il caso studio e le scelte di modellazione effettuate.

Capitolo 2 – Analisi storica e interventi pregressi. Il capitolo ripercorre lo sviluppo storico degli edifici del Battistero e della Cattedrale, e le vicende che li hanno interessati da vicino. Dalla costruzione della prima Cattedrale paleocristiana nel IV secolo circa, alla ricostruzione da parte del vescovo Odelrico nel 1080, edificio che verrà quasi interamente distrutto dal terremoto che colpì la città di Padova nel 1117. La chiesa venne prontamente ricostruita nel 1125 e consacrata dal patriarca di Aquileia nel 1180, e viene ricordata come la "Cattedrale romanica". A fianco di questa struttura venne costruito nel 1260 il Battistero di San Giovanni, datazione che risulta oggetto di numerose controversie. Infatti, viene riportata una trattazione sulla data di fondazione del Battistero e sulla possibilità dell'esistenza di un edificio precedente, collocato nella medesima posizione.

La storia più recente vede il complesso coinvolto nei bombardamenti di entrambe le Guerre Mondiali, di cui vengono riportate alcune immagini dei danni subiti e gli interventi provvisori predisposti per la conservazione degli affreschi del Battistero.

Capitolo 3 – Percorso di conoscenza. Si procede con il processo di conoscenza del complesso, affrontando il rilievo geometrico, il rilievo strutturale con identificazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali e i dettagli costruttivi, il rilievo delle criticità e del danno, il rilievo delle vulnerabilità e dei presidi per entrambi gli edifici. Per il Battistero vengono riportati i risultati della campagna di indagine svoltasi nel 2007/2008 che comprende indagini di martinetto piatto singolo e doppio, video-endoscopie e georadar. Per la Cattedrale invece viene riportato il piano di indagine redatto, che comprende indagini non distruttive e semi-distruttive al fine di aumentare il livello di conoscenza delle strutture.

Capitolo 4 – Analisi dei carichi e azioni. Viene svolta un'accurata analisi dei carichi di entrambi gli edifici, andando a valutare il contributo delle coperture sui relativi ambienti, e a calcolare tramite differenti metodi le spinte delle cupole e degli archi.

Vengono infine definite le azioni variabili agenti sulle strutture quali neve e vento, l'azione sismica e le relative combinazioni di carico.

Capitolo 5 – Modellazione FEM. In questo capitolo viene presentato e descritto il modello realizzato preliminarmente in ambiente AutoCAD, e successivamente implementato in DIANA 10.4. Si riportano le scelte effettuate in merito ai materiali, ai vincoli e carichi inseriti, e alla discretizzazione della mesh.

Vengono esposte poi le analisi preliminari e i relativi risultati ottenuti, differenziati per i modelli dei singoli edifici e per il modello globale. Viene svolta un'analisi statica non lineare del peso proprio e un'analisi modale per lo studio dei modi di vibrare principali e delle relative frequenze.

Capitolo 6 – Analisi globale e studio dell'interazione strutturale. Vengono presentati i principali risultati dell'analisi statica non lineare (pushover) condotta sul modello globale. Anche in questo caso vengono considerati differenti modelli, a seconda della direzione in cui viene applicata la forza esterna equivalente. In direzione longitudinale vengono analizzati gli edifici separatamente; mentre in direzione trasversale viene valutata l'interazione strutturale tra Cattedrale e Battistero, definendo il comportamento reciproco dei due edifici nella zona di contatto. Da ogni analisi si ottengono le curve di capacità relative ai nodi di controllo selezionati e le mappe di contour degli spostamenti, tensioni e deformazioni.

Oltre a studiare l'interazione strutturale Cattedrale-Battistero, questo capitolo ha anche lo scopo di individuare i macroelementi a partire dai quadri fessurativi ottenuti numericamente dalle analisi statiche non lineari eseguite..

Capitolo 7 – Valutazione della vulnerabilità sismica. L'obiettivo finale del lavoro di tesi viene qui sviluppato con l'analisi di vulnerabilità sismica delle strutture oggetto di studio. Viene preliminarmente svolto il livello di analisi semplificato LV1 per entrambi gli edifici, con l'individuazione dei macroelementi dell'abaco scheda chiese e l'assegnazione di punteggi per la valutazione dei presidi e delle vulnerabilità. Da queste valutazioni speditive è stato ricavato un primo indice di vulnerabilità per ogni edificio, le accelerazioni al suolo allo SLD e SLV, il tempo di ritorno dell'azione sismica e un indice di sicurezza che permette di stimare la vita nominale attuale dell'edificio.

Si affianca poi a conclusione dello studio l'applicazione del livello di analisi LV2, tramite il calcolo dei cinematismi che riguardano sia i macroelementi presentati nell'abaco sia quelli individuati a seguito delle analisi statiche non lineari del Capitolo 6. Infine, vengono riportati i calcoli dei coefficienti di attivazione dei meccanismi, con le relative verifiche allo SLV, lineare e non lineare. In base ai risultati ottenuti si procede alla valutazione della possibilità reale di attivazione di tali cinematismi e alla definizione di un grado di vulnerabilità del complesso.

Capitolo 8 – Conclusioni. Si riporta una sintesi dei risultati ottenuti più rilevanti, proponendo infine degli spunti per sviluppi futuri del tema di tesi.

1 Stato dell'arte

1.1 Muratura storica

Fino alla metà del XIX secolo, la tecnica costruttiva maggiormente utilizzata è quella della muratura, fino all'avvento di altri materiali come il cemento armato e l'acciaio. È per questo che tutto il patrimonio edilizio giunto ai giorni d'oggi è composto, in buona parte, da edifici in muratura.

Nonostante fosse la tecnica edilizia più diffusa, lo studio della muratura rappresenta ancora oggi una tematica attuale e in continua evoluzione. Infatti, fino agli anni '80 del XX secolo, non vi furono grandi studi sul funzionamento strutturale di tale tecnica; solamente da quel periodo in poi fu evidente la necessità di ampliare le conoscenze sulla muratura e il suo comportamento, a seguito anche di eventi sismici che provocarono moltissimi danni. Questo a fronte anche della forte presenza nel panorama italiano di edifici storici in muratura, e della necessità quindi di provvedere al loro mantenimento e restauro (Baratto, 2018).

A partire dalle origini, la muratura è stata realizzata con i materiali reperibili in luogo, da mattoni in argilla cruda, pietre sbazzate, ciottoli di fiume fino ai blocchi in pietra ben lavorati e i mattoni in laterizio. Poteva essere assemblata a secco, oppure interponendo tra gli elementi uno strato di materiale legante.

A influenzare le differenti tipologie murarie, con diverse caratteristiche, è stato sia il periodo storico che il contesto geografico di appartenenza. Infatti, nel panorama italiano sono facilmente distinguibili differenti tipologie murarie, spostandosi lungo la penisola; caratteristiche sono le costruzioni in tufo nelle regioni del sud Italia, mentre al nord, nelle zone più argillose, si trovano murature in mattoni.

In base al luogo e al periodo storico, la tecnica di costruzione varia, e subisce un continuo perfezionamento, adottando dei capisaldi che ad oggi possono essere ritrovati nella "regola dell'arte" (Borri et al., 2009).

1.1.1 Muratura in laterizio

La muratura in mattoni è caratterizzata da una maggior regolarità di forma rispetto a quella in pietra; infatti, gli elementi utilizzati hanno dimensioni inferiori e hanno tutti le stesse caratteristiche geometriche. Il mattone nel corso dei secoli ha subito un'evoluzione, dal primitivo mattone in argilla cruda, alla successiva cottura in forno al fine di produrre un elemento più resistente. Quel che si differenzia anche nel corso dei tempi è la dimensione del mattone, che pur mantenendosi standard, varia a seconda dell'epoca storica. Data la standardizzazione di questo elemento, si ottengono tessiture sempre più regolari e un'uniformità dei giunti di malta, rendendo molteplici le possibilità di apparecchiatura e di tessitura (Figura 1.1). Tipicamente il mattone storico è caratterizzato per essere pieno, ma al giorno d'oggi se ne trovano anche di semipieni o forati. Nell'edilizia contemporanea il mattone forato viene impiegato in quanto attraverso i fori è possibile inserire barre metalliche e calcestruzzo, a realizzare una muratura armata, migliorando il materiale rendendolo più duttile ((Lourenco, 1998).

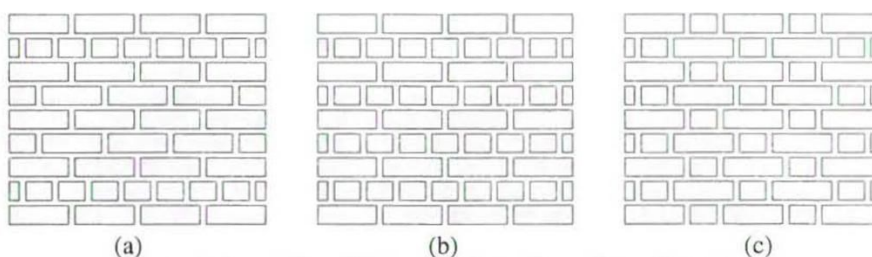


Figura 1.1 - Differenti tipologie di tessitura; a. Americana; b. Inglese; c. Polacca o gotica (Lourenco, 1998)

1.1.1.1 Regola dell'arte

Fino a tempi recenti, la conoscenza del funzionamento delle strutture in muratura si è basata unicamente sull'osservazione del loro comportamento, determinando un'affermazione della ricerca nel settore in tempi molto più tardi rispetto alle costruzioni in calcestruzzo, meccanica delle rocce, suoli e compositi.

Il corso della storia ha elaborato, tramite il perfezionamento dei criteri esecutivi, una serie di accorgimenti costruttivi conosciuti come “regola dell’arte”.

Tali accorgimenti sono costituiti da dei veri e propri parametri:

- Dimensione degli elementi resistenti, soprattutto nella sezione muraria in modo da garantire monoliticità;
- Forma degli elementi resistenti squadrata, in modo da garantire una buona superficie di contatto con il legante, e ripartire al meglio le sollecitazioni;
- Malta di buona qualità e zeppe per garantire un miglior contatto tra gli elementi, qualora non fossero regolari;
- Presenza di diatoni che attraversano l’intera sezione muraria, per mantenere unita la parete formata da più paramenti, e uniformare la distribuzione del carico su tutta la parete;
- Sfalsamento dei giunti verticali per un miglior comportamento a trazione della muratura;
- Presenza di filari orizzontali per una buona distribuzione dei carichi orizzontali, e in caso di azioni sismiche per la formazione di eventuali cerniere orizzontali;
- Resistenza adeguata degli elementi resistenti per evitare che le lesioni che si formano vadano ad attraversare i blocchi.

Per trasformare una valutazione qualitativa in un parametro numerico, si applica il calcolo dell’indice di qualità muraria, che si basa sui parametri precedentemente esposti. I valori numerici di tali indici dipendono dal rispetto o meno di alcune condizioni relative alla corretta ed efficace messa in opera della muratura, cioè dei parametri della regola dell’arte; ognuno di essi può essere valutato come rispettato (R), parzialmente rispettato (PR) o non rispettato (NR). I giudizi attribuiti vengono convertiti in punteggi utilizzando la Tabella 1.1, inserendoli nell’Equazione 1 è possibile calcolare gli IQM, distinti in base alla direzione dell’azione sollecitante. (Borri et al., 2009)

Tabella 1.1 - Punteggi da attribuire ai parametri della regola dell'arte per il calcolo dell'IQM (Borri et al., 2009)

	Punteggi								
	IQM _V (azioni verticali)			IQM _{FP} (azioni fuori piano)			IQM _{NP} (azioni nel piano)		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
P.D. Ingranamento trasversale / presenza dei diatoni	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.7	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1

$$IQM = m \cdot g \cdot r_v \cdot RE.EL \cdot (OR + P.D. + F.EL + S.G. + D.EL + MA)$$

Equazione 1 - Indice di qualità muraria (Borri et al., 2009)

Una volta calcolati gli indici (Equazione 1), è possibile classificare la muratura nella categoria di appartenenza, in riferimento alle tre azioni sollecitanti. La categoria A è la migliore, la peggiore è la C; in categoria B rientrano le murature di qualità intermedia a seconda dei valori indicati in Tabella 1.2.

Tabella 1.2 - Attribuzione delle categorie murarie in base ai valori di IQM

Direzione azione	Categoria della muratura		
	A	B	C
IQMv (azioni verticali)	$5 \leq \text{IQMv} \leq 10$	$2.5 \leq \text{IQMv} < 5$	$0 \leq \text{IQMv} \leq 2.5$
IQMfp (azioni ortogonali)	$7 \leq \text{IQMfp} \leq 10$	$4 < \text{IQMfp} < 7$	$0 \leq \text{IQMfp} < 4$
IQMnp (azioni complanari)	$5 < \text{IQMnp} \leq 10$	$3 < \text{IQMnp} \leq 5$	$0 \leq \text{IQMnp} \leq 3$

1.2 Proprietà meccaniche

La muratura è un materiale eterogeneo, dato dall'insieme di elementi resistenti e leganti, e il suo comportamento è influenzato dalle proprietà dei singoli componenti. Per questo motivo la muratura ha un comportamento non lineare dato dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

- Anisotropia: presenta risposte differenti rispetto alla direzione in cui avviene la sollecitazione, a seconda anche della forma, dimensione e disposizione degli elementi resistenti;
- Non omogeneità: le caratteristiche di malta ed elemento resistente sono molto diverse;
- Asimmetria di comportamento trazione-compressione: entrambi i componenti sono caratterizzati da una resistenza a compressione molto maggiore di quella a trazione, che in certi casi viene anche considerata nulla;
- Non linearità della relazione sforzo-deformazione.

Volendo valutare il comportamento della muratura a livello globale la questione risulta complicata, in quanto la resistenza a compressione di un pannello dipende da molti fattori: resistenza e unità della malta, orientamento delle unità rispetto alla direzione del carico, lo spessore del giunto di malta, il rapporto tra altezza e larghezza del blocco, l'aderenza unità-malta, l'effetto dei giunti verticali (Lourenco, 1996).

1.2.1 Micro-modellazione della muratura

La resistenza del materiale muratura è caratterizzata sia dalle tipologie di elementi che lo costituiscono e dalle loro resistenze, sia dall'assemblaggio degli stessi durante il processo di costruzione. Infatti, è il legante e la sua composizione che caratterizzano la resistenza della muratura; l'acqua contenuta nel legante viene parzialmente assorbita dall'elemento resistente in fase di costruzione, portando a fissare al suo interno le particelle di cemento. Se la quantità d'acqua però non è sufficiente, vi sarà un fissaggio di un minor numero di particelle, che porterà ad avere un'interfaccia con minore resistenza. Per questo, anche se entrambi i componenti godono di resistenze adeguate, la resistenza globale della muratura risulta relativamente bassa.

La muratura è soggetta a una bassa resistenza a trazione e i percorsi di frattura che la caratterizzano, nel caso di trazione parallela ai giunti di malta, dipendono dal rapporto che sussiste tra la resistenza a trazione degli elementi resistenti e quella del legante. Solitamente la resistenza del mattone è dieci volte quella della malta, e in questo caso le lesioni seguono i giunti presentando un aspetto a scaletta (Figura 1.2 curva a); nel caso in cui la resistenza dell'elemento sia minore di quella della malta, allora le lesioni attraverseranno anche l'elemento resistente stesso (Figura 1.2 curva b) (Van Noort, 2012).

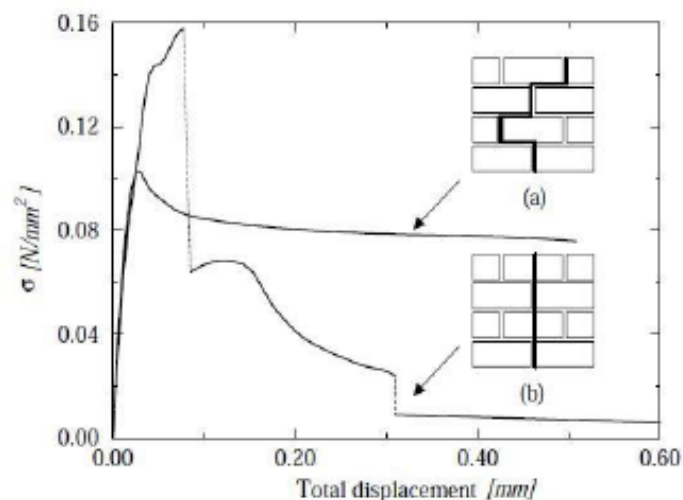


Figura 1.2 - Curva tensione-spostamento nel caso di un pannello sollecitato da una tensione parallela ai letti di malta (Van Noort, 2012)

Si vuole evidenziare il fatto che ad un aumentare della resistenza della malta, il comportamento globale risulta più fragile, pertanto, si preferisce una malta con minor resistenza rispetto all'elemento, delineando i giunti come vie preferenziali di rottura.

La malta ha un valore di coefficiente di Poisson maggiore e una rigidezza minore rispetto al laterizio; se la muratura fosse sottoposta a uno sforzo di compressione normale ai giunti di malta, questa tenderebbe a dilatarsi nella direzione ortogonale al carico (Figura 1.3). Questo è però impedito dalla presenza degli elementi resistenti, di conseguenza i giunti si trovano in uno stato di compressione triassiale, mentre agli elementi è applicata una tensione di trazione ortogonale al carico. Le trazioni applicate ai mattoni causano una rottura per *splitting* del pannello murario (Lourenco, 1998).

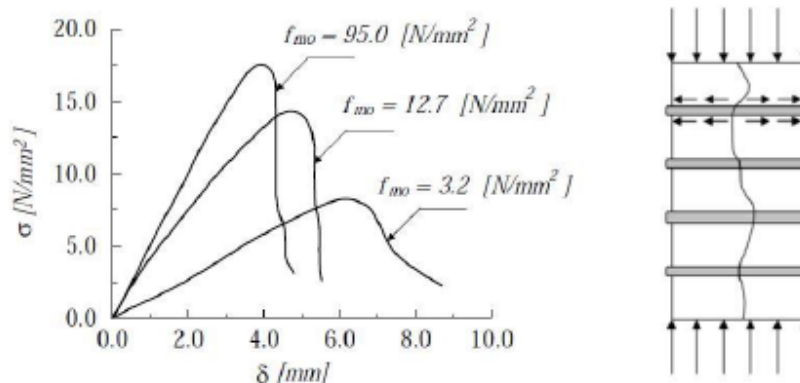


Figura 1.3 - Curva tensione-spostamento nel caso di un pannello sollecitato da una tensione perpendicolare ai letti di malta (Lourenco, 1996)

Questo comportamento può variare a seconda della disposizione dei giunti di malta; variando l'angolo dell'applicazione del carico si ha una riduzione della resistenza a compressione, poiché la muratura si rompe a taglio, preferibilmente lungo i giunti di malta (Figura 1.4 – Uniaxial compression). Se la sollecitazione è parallela ai giunti di malta, la resistenza a compressione della muratura si riduce anche della metà, rispetto all'applicazione ortogonale del carico (Lourenco, 1996).

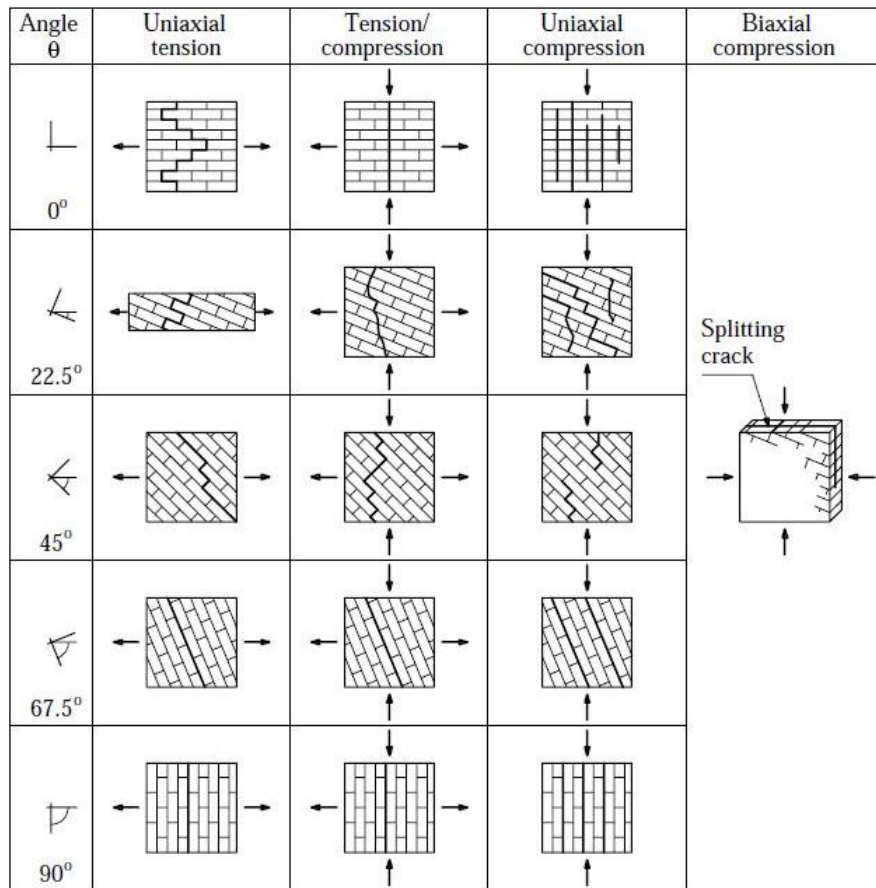


Figura 1.4 - Comportamento della muratura in relazione a diversi stati tensionali (Lourenco, 1996)

Sottoponendo il provino a trazione, sempre variando l'orientamento, è evidente come le fessure siano concentrate nell'interfaccia tra i due materiali (Figura 1.4 – Uniaxial tension), avendo la malta un comportamento elasto-fragile. Spesso in un pannello sottoposto a trazione, tendono ad aprirsi i giunti tra unità e malta, senza un'evidente fessurazione dei due componenti. Questo fa dedurre che la resistenza a trazione della muratura è in gran parte data dal grado di aderenza che sussiste tra malta ed elementi resistenti.

Se il campione di muratura viene sottoposto a una prova biassiale, con carico applicato nelle due direzioni ortogonali al pannello, possono essere identificate tre casistiche diverse:

- Trazione-trazione
- Compressione-compressione
- Trazione-compressione

In caso di compressione biassiale risulta meno evidente il collegamento tra angolo di applicazione e lesione lungo il giunto di malta, ma è la condizione in cui la muratura mostra il suo comportamento non lineare. Per trazione biassiale invece la resistenza della muratura dipende fortemente dall'orientamento dei giunti, lungo i quali si generano le fessurazioni, sia verticali che orizzontali, con scorrimento degli stessi.

Il caso più interessante è quello di trazione-compressione biassiale, in cui le lesioni che si creano dipendono dall'orientamento dei giunti e dalla resistenza. Si ottengono sia rotture combinate di entrambi i componenti, sia sole aperture o scorrimento dei giunti. Si verifica un aumento di resistenza nel caso in cui la trazione è applicata ortogonalmente ai giunti secondari, poiché la compressione applicata perpendicolarmente ai giunti principali, ne limita gli scorrimenti (Lourenco, 1996).

1.2.2 Macro-modello della muratura

Se si considera la muratura come un macro-elemento, questa può essere classificata come un materiale a comportamento quasi-fragile che arriva al collasso tramite un progressivo aumento delle lesioni. Questo comporta il fenomeno di *softening*; dopo il raggiungimento del picco di resistenza vi è un graduale decremento della resistenza meccanica con un aumento della deformazione. Il parametro che definisce il comportamento dopo la prima fessurazione è l'energia di frattura G_f , cioè l'energia liberata durante la rottura dell'elemento per unità di superficie. Viene definita sia a trazione che a compressione, ed è l'area sottesa alla curva σ - δ (Lourenco, 1998).

Nonostante tale parametro sia fondamentale per lo svolgimento delle analisi sulla muratura, non si ha una sua definizione in normativa e in letteratura la sua conoscenza è scarsa.

Per il comportamento a trazione si evidenzia un primo tratto di comportamento elastico, fino al raggiungimento della resistenza a trazione f_t , punto di prima fessurazione, seguito da un progressivo decremento della resistenza a fronte di un aumento della deformazione (Figura 1.5 a). Il comportamento a compressione presenta a sua volta un tratto iniziale elastico lineare fino al verificarsi della prima fessura, poi la rigidezza inizia a diminuire fino alla tensione massima f_c ; segue un tratto di *softening* che si conclude con un plateau in quanto un minimo di resistenza permane (Figura 1.5 b).

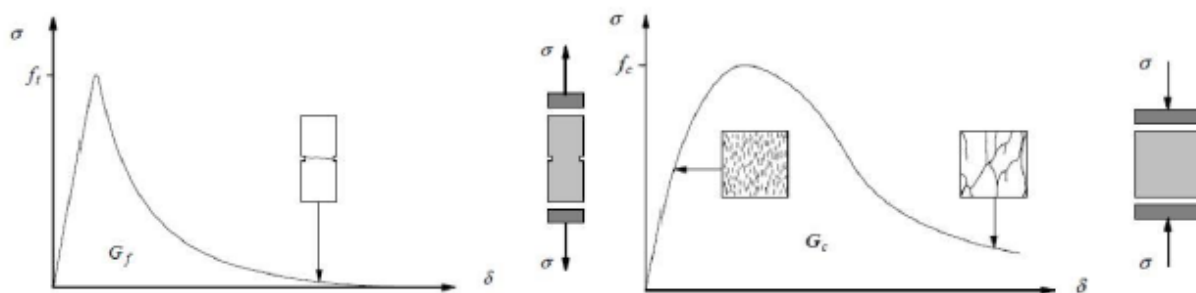


Figura 1.5 - a. Energia di frattura a trazione; b. Energia di frattura a compressione (Lourenco, 2008)

1.3 Comportamento degli edifici in muratura

Per la valutazione sismica di un edificio non è sufficiente che esso sia realizzato con pannelli murari costruiti a “regola d’arte”, in quanto questi, se sottoposti ad azioni orizzontali, in particolare alle forze ortogonali al piano, interagiscono tra di loro assicurando o compromettendo la resistenza al sisma. Quindi oltre alla buona realizzazione dei singoli elementi, è importante valutare e assicurare anche una corretta trasmissione delle azioni tra di essi (Menditto, 2010).

Solamente in pochi casi il collasso della struttura è dovuto al superamento della resistenza dei materiali, ma bensì per la perdita della condizione di equilibrio e l’innescò di un meccanismo di collasso. Questo, ha portato alla concezione dell’edificio in muratura come un assemblaggio tridimensionale di muri e solai al fine di formare una scatola pluriconnessa (Figura 1.6); tutti gli elementi devono essere adeguatamente connessi tra di loro.

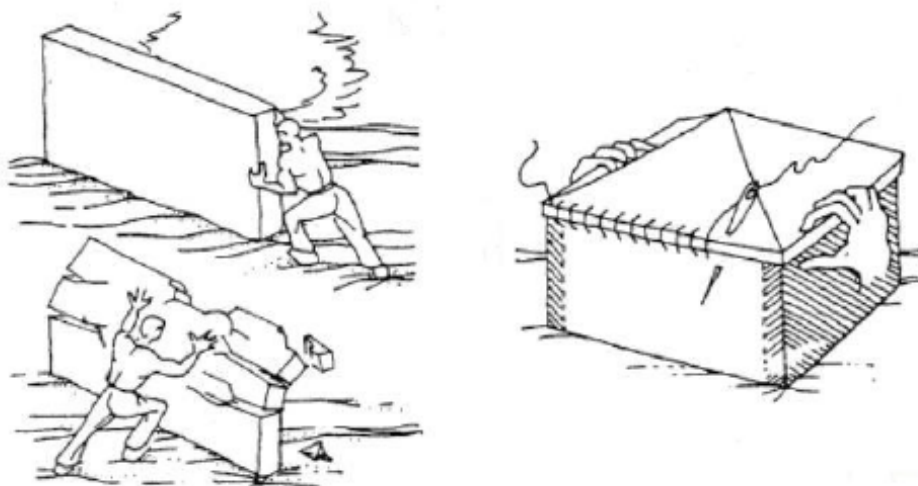


Figura 1.6 - Concezione strutturale di edifici in muratura (Baratto, 2018)

La concezione strutturale a “sistema scatolare” si fonda su alcuni criteri:

- Regolarità strutturale, semplicità strutturale e distribuzione adeguata di rigidità e resistenza lungo le due direzioni ortogonali;
- Impalcato sufficientemente rigido, solai con sufficiente resistenza e rigidità in modo da ripartire le azioni tra i muri di controventamento;
- Connessione adeguata tra le pareti;
- Connessione pareti-orizzontamenti con un buon ammorsamento;
- Fondazioni adeguate.

La buona connessione tra i pannelli non è sufficiente a garantire il comportamento scatolare; un ruolo fondamentale ce l’hanno i solai. Nel caso di solai deformabili per azioni ortogonali al piano la scatola tenderà a deformarsi (Figura 1.7 b), mentre se il solaio è sufficientemente rigido, è in grado di trasferire le azioni orizzontali al sistema di elementi interconnessi (Figura 1.7 c). Per garantire il comportamento scatolare e un’adeguata rigidità è possibile realizzare dei cordoli in sommità che vanno a collegare longitudinalmente i muri di controvento, con la possibilità di implementare tale caratteristica con l’apposizione di incatenamenti

metallici, ancorati a livello dei cordoli. Tali condizioni sono difficilmente riscontrabili nell'edilizia storica, in cui sono presenti per la maggiore solai lignei deformabili e strutture non sufficientemente connesse.

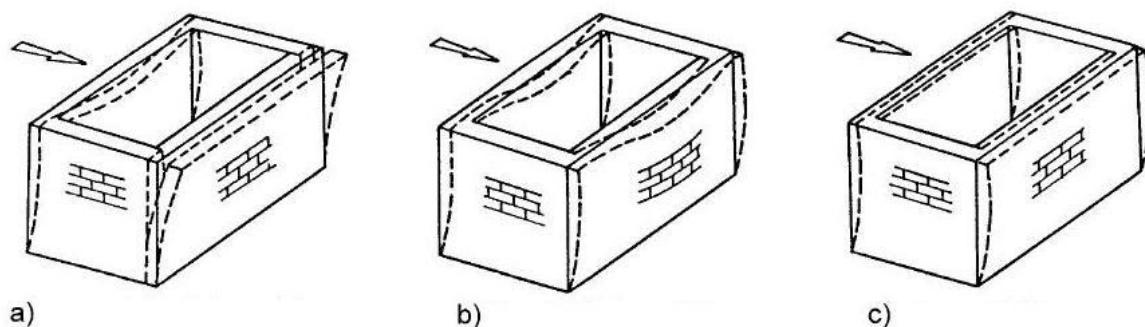


Figura 1.7 - Comportamento della scatola muraria; a. Pareti non ammassate; b. Pareti ammassate con solai deformabili; c. Pareti ammassate con solai rigidi

1.3.1 Meccanismi di collasso

Come anticipato nel paragrafo precedente, il crollo di una struttura in muratura è più probabile si verifichi a causa di una perdita di equilibrio di alcuni pannelli strutturali, che per il superamento degli stati tensionali limite dei materiali. Facendo riferimento a muri costruiti seguendo la “regola dell’arte”, il loro collasso può derivare dall’attivazione di cinematismi che portano alla formazione di cerniere cilindriche. Il problema che si presenta in questi casi è nell’individuare quali parti della struttura sono soggette con più probabilità alla formazione di meccanismi, facendo emergere la specificità dell’analisi.

Risulta di fondamentale importanza quindi, la ricerca e la restituzione dei quadri fessurativi presenti nell’edificio in oggetto, dati sia da precedenti sollecitazioni ma anche da problemi costruttivi. L’osservazione diretta è quindi il primo passo per individuare le eventuali problematiche che possano portare a ipotizzare un meccanismo di collasso ben definito.

Principalmente i meccanismi di danno possono essere divisi in due categorie:

- Meccanismi di primo modo (fuori piano);
- Meccanismi di secondo modo (nel piano).

1.3.1.1 Primo modo

I meccanismi di primo modo sono caratterizzati dal ribaltamento del pannello murario fuori dal proprio piano. Questo succede quando l’organismo strutturale non garantisce un adeguato ammassamento delle murature tra di loro, con solai e coperture, non attuando quello che è il comportamento scatolare.

In Figura 1.8 a sono raffigurati alcuni esempi di meccanismi di primo modo che possono verificarsi; la cerniera cilindrica può formarsi sia al suolo che in quota, a seconda delle caratteristiche del pannello murario e di eventuali quadri fessurativi precedenti, dando luogo a ribaltamenti globali, locali, flessioni orizzontali o verticali.

Osservando invece la Figura 1.8 b, si può notare il comportamento di tre differenti sezioni murarie, sottoposte a un’azione fuori piano. Le sezioni si differenziano per rispettare sempre meno la regola dell’arte, rendendo evidente come, anche se non è una caratteristica fondamentale per i meccanismi di primo modo, la qualità muraria influenzi in modo diretto il comportamento globale del pannello murario. Infatti, una muratura a più paramenti, se questi non sono efficacemente interconnessi anche tramite diatoni, risulta acquisire un comportamento differenziato per ciascun paramento, portando a un collasso prematuro della parete (Borri et al., 2009).

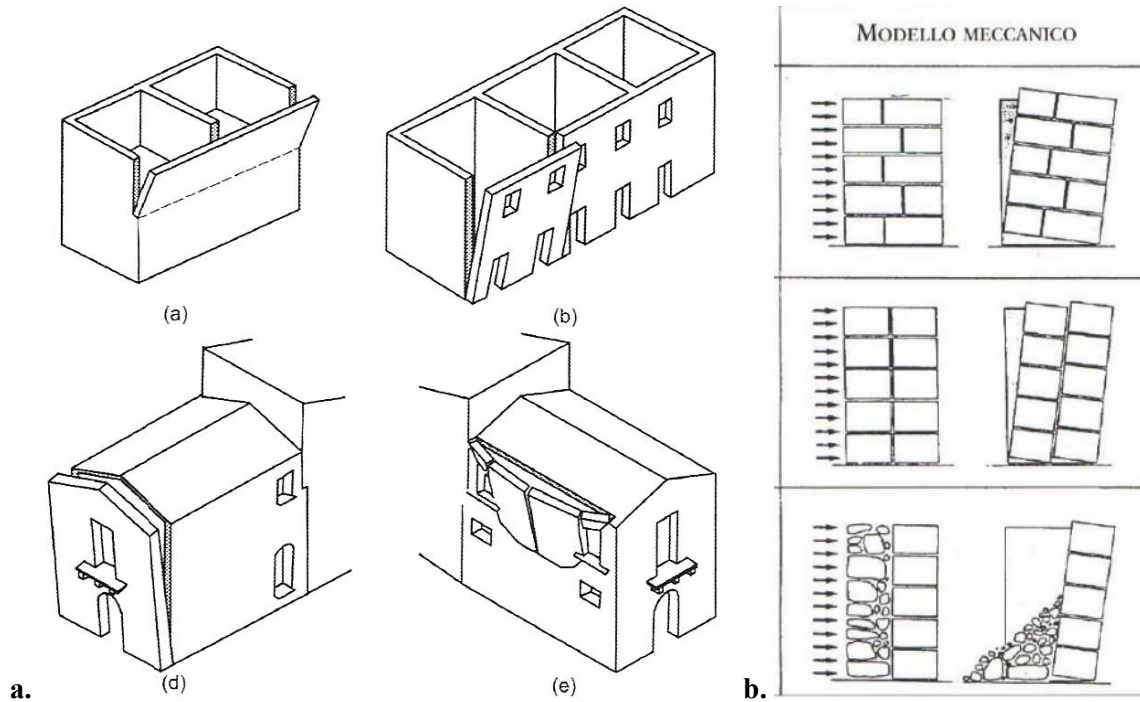


Figura 1.8 - a. Esempi di meccanismi di primo modo; b. Comportamento di diversi paramenti sottoposti a un'azione fuori piano

1.3.1.2 Secondo modo

I meccanismi di secondo modo invece si innescano nel piano del pannello murario, ed è più probabile si verifichino quando l'edificio presenta un buon comportamento scatolare (Figura 1.9), non manifestando l'attivazione di meccanismi di primo modo.

Se l'edificio ha un buon comportamento d'insieme, il carico applicato viene ridistribuito lungo le pareti parallele ad esso, in quanto in tale direzione la muratura presenta una resistenza maggiore. Infatti, l'attivazione di meccanismi nel piano è strettamente correlata alla resistenza della muratura, e dalla presenza di fasce e maschi murari adeguati alla sollecitazione applicata. La formazione di tali elementi è favorita da una disposizione simmetrica e ordinata delle aperture.

Normalmente l'attivazione di tali meccanismi è dovuta alla scarsa resistenza a compressione delle fasce di piano, che non riescono a mantenere uniti i maschi murari, determinando una scomposizione delle parti (Figura 1.10). La situazione può essere migliorata realizzando in corrispondenza delle stesse degli elementi di contenimento, resistenti a trazione, come cordoli o catene (Magenes & Bolognini, 2000).

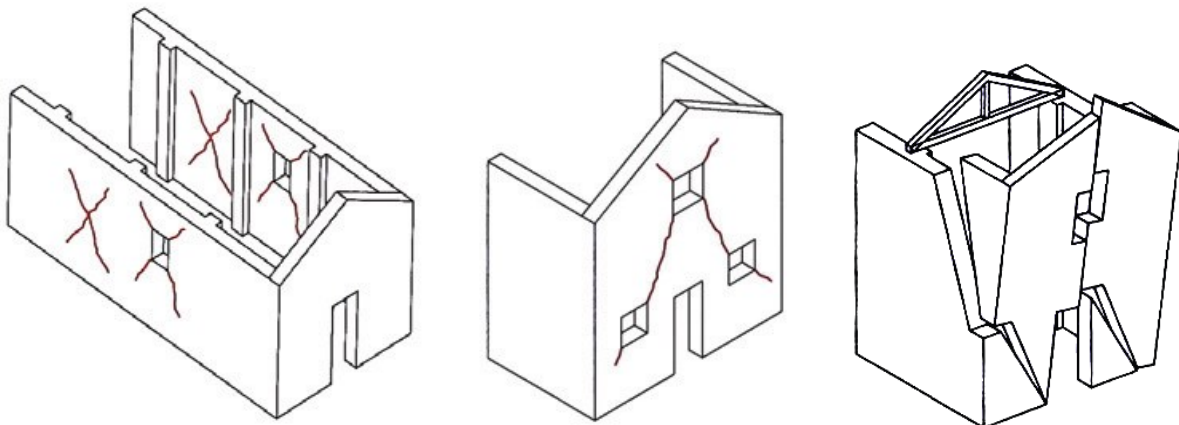


Figura 1.9 - Esempi di meccanismi di secondo modo

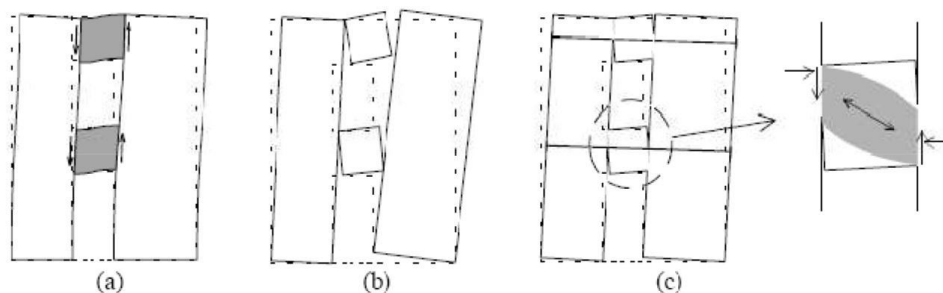


Figura 1.10 - Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico (Magenes & Bolognini, 2000)

1.4 Riferimenti normativi

Per i metodi di analisi sismica di edifici in muratura si fa riferimento all'attuale normativa, le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 e alla relativa Circolare applicativa del 2019.

Per edifici appartenenti ai beni culturali, soggetti a vincolo, si fa riferimento alle *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, con riferimento alle norme tecniche 2018 e Circolare. All'interno delle Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale vengono definiti differenti approcci allo studio di vulnerabilità sismica di un bene vincolato, definiti livelli di valutazione.

1.4.1 Livello di conoscenza e Fattore di confidenza

Al fine di tenere conto del grado di conoscenza che si ha dell'edificio, le NTC introducono il livello di conoscenza e il relativo fattore di confidenza, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nel calcolo dell'indice di vulnerabilità o della vita nominale. Il valore di FC può variare da 1 a 1,35, secondo gli intervalli indicati in Tabella C8.5.IV della Circolare 2019.

I livelli di conoscenza individuati da normativa sono tre:

- LC1: si raggiunge quando si è svolta almeno l'analisi storico-critica dell'edificio, insieme al rilievo geometrico completo, indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il relativo fattore di confidenza è $FC=1,35$;
- LC2: si raggiunge quando si effettuano almeno l'analisi storico-critica dell'edificio, il rilievo geometrico completo, indagini estese sui dettagli costruttivi e prove estere sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il relativo fattore di confidenza è $FC=1,20$;
- LC3: si raggiunge quando si è svolta l'analisi storico-critica dell'edificio, il rilievo geometrico completo in ogni sua parte, indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove estere sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il relativo fattore di confidenza è $FC=1,00$.

La normativa vigente rimanda alle Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale per l'identificazione del fattore di confidenza FC opportuno. Le Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale permettono il calcolo del fattore di confidenza, andando a definire dei fattori di confidenza parziali (F_{ck}) sulla base dei coefficienti riportati in Tabella 4.1 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, dove i valori sono associati alle categorie di indagine e al livello di conoscenza ottenuto. Le categorie sono:

- Rilievo geometrico;
- Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica;
- Proprietà meccaniche dei materiali;
- Terreno e fondazioni.

1.4.2 Livelli di valutazione

Le *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* forniscono diversi approcci con i quali valutare e ridurre il rischio sismico di un patrimonio culturale tutelato, in riferimento alle norme tecniche per le costruzioni. Vengono proposti in particolare tre metodi, che costituiscono tre diversi livelli di valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e prevedono il progetto di eventuali interventi.

Nel presente testo verranno proposti i tre livelli di valutazione:

- LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati;
- LV2: valutazione sui singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso);
- LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto.

Gli stati limite da prendere in considerazione per un edificio tutelato sono: SLV, Stato limite di salvaguardia della Vita; SLC, Stato Limite di prevenzione del Collasso e SLA, Stato Limite di danno ai beni Artistici, nel caso in cui vi siano apparecchi artistici all'interno. Gli stati limite da considerare per i beni culturali di norma sono SLV e SLD; verificando secondo SLV (per ogni manufatto tutelato) si garantisce l'incolumità delle persone e anche la conservazione del manufatto con danno lieve; la verifica a SLD (per i manufatti tutelati di cui si vuole garantire la funzionalità) invece è considerata in relazione alla perdita di agibilità del manufatto, in quanto per una costruzione storica in muratura si ritiene che sia normale che si danneggi. La valutazione eventuale allo SLA verrà eseguita tramite modelli locali delle parti che contengono il bene artistico (*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, 2008).

1.4.2.1 LV1

Seguendo le direttive indicate nelle *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* viene proposta una prima valutazione per modelli meccanici semplificati (LV1), e nel caso in questione l'approfondimento specifico per le chiese. Questo approfondimento è da considerare con attenzione, in quanto la generalizzazione è data su base statistica, quindi, è necessario effettuare le apposite considerazioni per ogni caso studio specifico.

La valutazione di sicurezza sismica deve considerare i danni che la chiesa ha manifestato per la storia e anche a quelli delineati dalla risposta ad azioni orizzontali, tutto per il fine di progettare un intervento adatto. Per interventi che cambiano la risposta globale dell'edificio, sarà necessario provvedere alla valutazione dell'accelerazione al suolo allo SLV sia prima che dopo l'intervento, per tutti i macroelementi del manufatto. Nello stato attuale è necessario definire la ripartizione delle azioni sismiche orizzontali tra i macroelementi.

Per edifici come le chiese, non è semplice individuare un unico modello che le possa rappresentare, in quanto costituiscono una tipologia edilizia piuttosto eterogenea. Nonostante ciò, sono edifici che si accomunano per caratteristiche costruttive simili, pertanto, vengono definiti dei precisi macroelementi, comuni alla maggior parte delle chiese, che individuano le parti strutturali con un comportamento autonomo, evidenziando quali potrebbero essere i meccanismi con più probabilità di attivazione (De Colle et al., 1994). Per rendere lo studio di questa tipologia edilizia il più omogeneo possibile, esiste un *Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese* che coinvolgono i singoli macroelementi, ed è contenuto nell'Allegato C delle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*.

La valutazione LV1 consiste nello studio del complesso tramite la suddivisione in macroelementi (quelli indicati nell'abaco), i quali vengono valutati anche in base alla presenza di presidi antisismici tradizionali o innovativi. Segue l'assegnazione di un punteggio per ognuno dei 28 macroelementi previsti dall'Allegato C delle *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, a seconda della presenza di vulnerabilità e presidi in tale macroelemento e al peso che viene attribuito al meccanismo; per i

meccanismi che non si possono attivare o non sono presenti si attribuirà un punteggio di 0, per gli altri invece vi sarà assegnato un peso compreso tra 0,5 e 1. A seconda della presenza o meno di un indicatore di vulnerabilità e di un presidio sismico, verrà assegnato il punteggio come da Tabella 1.3, a seconda del giudizio di efficacia o di gravità che viene valutato dalla scrivente. I punteggi assegnati vengono utilizzati per il calcolo dell'indice di vulnerabilità sismica (Equazione 2), definito come una media pesata del comportamento delle diverse parti che compongono l'edificio (Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, 2008).

Tabella 1.3 - Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno

Numero degli indicatori di vulnerabilità o dei presidi antisismici	Giudizio dell'efficacia	V _k
Almeno 1	3	3
Almeno 2	2	
1	2	2
Almeno 2	1	
1	1	1
Nessuno	0	0

$$i_v = \frac{1}{6} \times \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2}$$

Equazione 2 – Indice di vulnerabilità, equazione 5.16 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

Dove v_{ki} è il punteggio degli indicatori di vulnerabilità

v_{kp} è il punteggio degli indicatori di presidio

ρ_k è il peso attribuito a ogni meccanismo

Calcolato l'indice di vulnerabilità si possono calcolare le accelerazioni massime al suolo allo SLD (Equazione 3) e allo SLV (Equazione 4), secondo le seguenti formule:

$$a_{SLD} = 0,025 \times 1,8^{2,75-3,44i_v}$$

Equazione 3 - Accelerazione massima al suolo allo SLD, formula 5.18 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

$$a_{SLV} = 0,025 \times 1,8^{5,1-3,44i_v}$$

Equazione 4 - Accelerazione massima al suolo allo SLV, formula 5.19 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

Per ciascun bene culturale in relazione al periodo di riferimento V_r (Equazione 6) e allo stato limite considerato a cui è associata una probabilità di superamento P_{vr} nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica definito dall'Equazione 5:

$$T_{R,SLV} = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Equazione 5 - Periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica, formula 2.2 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

$$V_r = V_n C_u$$

Equazione 6 - Periodo di riferimento

dove V_n è la vita nominale dell'edificio e C_u è la classe d'uso

Tramite le Linee Guida è possibile ricavare il valore del periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello SLV (Equazione 7), interpolando i valori noti relativi ai periodi di ritorno predefiniti, tra i quali è compreso il valore di riferimento ricavato precedentemente.

$$T_{SLV} = T_{R1} 10^{\frac{\log(T_{R2}/T_{R1}) \log(a_{SLV} S / F_C a_1 S_1) / \log(\frac{S_2 a_2}{S_1 a_1})}{1}}$$

Equazione 7 - Periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello stato limite, formula 5.20 Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

Con T_{R1} e T_{R2} i periodi di ritorno per cui è fornita la pericolosità sismica

$a_1 S_1$ e $a_2 S_2$ i corrispondenti valori dell'accelerazione al picco su suolo rigido e del coefficiente di sottosuolo

F_C è il fattore di confidenza

È quindi possibile ora procedere valutando un indice di sicurezza sismica (Equazione 8), dato dal rapporto tra il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta allo stato limite T_{SLV} e il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SLV}$.

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

Equazione 8 - Indice di sicurezza sismica, formula 2.3 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

Infine, le Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale propongono anche una stima della vita nominale dell'edificio tramite l'Equazione 9, che può essere calcolata allo stato attuale, e in caso di interventi sulla struttura, può essere ricalcolata a seguito di tali interventi per valutare se questi hanno avuto un esito positivo, allungando quindi la vita nominale del fabbricato.

$$V_N = -\frac{T_{SLV}}{C_U} \ln(1 - P_{VR})$$

Equazione 9 - Vita nominale dello stato attuale, formula 2.4 delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

1.4.2.2 LV2

Il secondo livello di valutazione (LV2) viene applicato nel caso in cui si valuti l'edificio tramite un approccio locale, concentrandosi su delle singole parti, corrispondenti ai macroelementi. Solitamente, questa tipologia di valutazione viene effettuata per definire quale elemento è maggiormente vulnerabile, al fine di prevedere degli interventi locali, su zone limitate del manufatto, definiti dalle NTC come intervento locale o di riparazione, che non alterano in maniera significativa il comportamento strutturale accertato. Le *Linee guida* prevedono che nel caso venga effettuato un intervento, è opportuno valutare la vita nominale dell'edificio prima e dopo

la realizzazione di tale intervento, in modo da computare il grado di miglioramento apportato. Per un manufatto sottoposto a tutela è stata definita ammissibile una vita nominale maggiore di 20 anni.

Per la valutazione dei singoli macroelementi è necessario determinare la presenza di danni pregressi dovuti al sisma e il comportamento di strutture simili. L'analisi cinematica, lineare o non lineare, è lo strumento più efficace per fare una valutazione in questi termini; è necessario però considerare tutti gli elementi che influiscono sul macroelemento per avere un'analisi il più veritiera possibile. Per ciascun macroelemento, il confronto dell'accelerazione allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento, permette di verificare l'effettiva efficacia di questo, ed individuare gli interventi che invece non migliorano il comportamento in maniera sufficiente. Inoltre, considerando l'accelerazione massima al suolo di riferimento del sito è possibile valutare l'effettiva necessità degli interventi, perché se l'accelerazione allo stato ultimo dell'elemento supera già quella di picco al suolo, allora non è necessario intervenire (Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, 2008).

Il secondo livello di valutazione viene applicato tramite l'analisi cinematica e relative verifiche, esplicitate nel Paragrafo 1.5.3.

1.4.2.3 LV3

Con il terzo livello di valutazione ci si occupa di effettuare una valutazione sismica del manufatto e del progetto di interventi che incidono sul comportamento globale dell'edificio, che sono definiti dalle NTC come interventi di miglioramento. Le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto utilizzando un modello strutturale globale nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, oppure metodi di analisi locali previsti nel LV2 applicati in modo generalizzato su tutta la costruzione. Infatti, per gli edifici come le chiese da normativa la valutazione può limitarsi al livello LV2, in quanto l'approccio globale può risultare problematico e superfluo.

Per i beni tutelati sarà necessario in ogni caso provvedere a calcolare i livelli delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, sia prima che dopo l'eventuale intervento, impiegando i modelli più affidabili. Bisogna tenere in considerazione il fatto che se non si è in grado di inserire nel modello elementi strutturali perché non ritenuti efficaci si otterrà un modello a favore di sicurezza, al contrario se si computano ma in realtà non sono efficaci si otterrà un modello a sfavore di sicurezza. Se a seguito dell'intervento viene mantenuto il comportamento originario, può essere che il modello di calcolo non rappresenti la realtà e che quindi i risultati debbano essere integrati da valutazioni qualitative. Se invece l'intervento modifica molto il comportamento (cosa che non dovrebbe accadere), sarà necessario riprodurre un nuovo modello meccanico che rappresenti il nuovo comportamento dell'organismo resistente, non potendo più basarsi su quanto conosciuto tramite l'analisi storica.

Spesso è opportuno accettare un rischio sismico maggiore rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che trasgredire i criteri di conservazione del patrimonio culturale. L'adozione quindi del miglioramento a deroga dell'adeguamento (cioè del portare le prestazioni pari a quelle di un edificio nuovo) per i beni tutelati, significa accettare che un edificio abbia vita nominale minore.

Il livello di valutazione LV3 quindi prevede la verifica della sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero verificando quando l'accelerazione al suolo porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o alcune parti significative. Quindi può essere fatta sugli stessi elementi evidenziati nel LV2, permettendo anche la valutazione dell'efficacia degli interventi (Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, 2008).

1.5 Metodi di analisi sismica

Nel caso di studio dal punto di vista sismico di un edificio, possono essere applicati due approcci, uno locale con lo studio dello stesso per parti, oppure uno globale. Per quest'ultimo le NTC 2018 prevedono diverse categorie di analisi:

- Analisi statica lineare
- Analisi dinamica lineare
- Analisi statica non-lineare
- Analisi dinamica non-lineare

Le analisi possono quindi essere lineari o non lineari, statiche o dinamiche. Le analisi lineari considerano solo il comportamento elastico dell'edificio, calcolando le deformazioni e le sollecitazioni in ogni elemento. Se il comportamento della struttura nella realtà non è elastico, tale tipologia di analisi risulta essere abbastanza inadeguata al fine dello studio sismico.

L'aspetto non lineare dell'edificio viene preso in considerazione nelle analisi non lineari, sia dal punto di vista del materiale che geometrico. Sono analisi con contributi computativi di maggiore entità, ma allo stesso tempo restituiscono risultati molto più precisi. Queste analisi richiedono una modellazione elasto-plastica della struttura che tiene conto della riduzione di resistenza e della resistenza residua della struttura, fattore trascurato nelle analisi lineari.

Oltre che lineari o non lineari, le analisi possono distinguersi anche dal fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente. Infatti, nelle analisi dinamiche, l'equilibrio viene trattato dinamicamente tramite lo studio delle forme modali che caratterizzano l'edificio. Nel caso in cui la risposta sismica non dipenda in maniera significativa dai modi di vibrare è possibile applicare un approccio di analisi statico, tramite il metodo delle forze laterali

Lo studio per parti dell'edificio invece è preferibile quando non è garantito il comportamento d'insieme della struttura, con forte probabilità di attivazione di meccanismi locali di collasso. Le verifiche locali previste da normativa sono:

- Analisi cinematica lineare
- Analisi cinematica non lineare

In genere prima è opportuno eseguire una verifica di sicurezza sismica per parti, valutando i singoli meccanismi di collasso locali; solo in un secondo momento si procede con la valutazione del comportamento globale. Nel presente lavoro di tesi, viene proposto in primo luogo un approccio globale, che permette di raffinare e calibrare maggiormente lo studio per parti dell'edificio, permettendo un'individuazione più specifica dei meccanismi di collasso che possono attivarsi.

1.5.1 Analisi lineare

L'analisi lineare assume il comportamento elastico del materiale, quindi un rapporto sforzo deformazione di tipo lineare secondo la teoria dell'elasticità di Hooke (Equazione 10):

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Equazione 10 - Legge di Hooke

Con σ sforzo agente pari a F/A , con F la forza agente sull'area A ;

E modulo di elasticità di Young;

ε deformazione pari a $\Delta l/l$, con Δl la deformazione rispetto alla lunghezza l .

Per svolgere analisi in campo lineare è necessario definire un fattore di comportamento "q", in relazione allo stato limite considerato e alla direzione dell'azione sismica. Questo fattore tiene conto delle capacità

dissipative del materiale e si usa per ricavare lo spettro di progetto $S_d(T)$, riducendo l'azione sismica per tenere conto di un'ulteriore capacità di spostamento della struttura anche dopo il raggiungimento della resistenza limite.

Nel caso in cui il sistema analizzato sia non dissipativo, per stati limite di esercizio, il fattore q prende il valore unitario, e quindi lo spettro di progetto coinciderà con quello di risposta elastico $S_e(T)$. In caso contrario, di sistema dissipativo, come per gli stati limite ultimi, viene considerato un valore di q maggiore. Per determinarlo è necessario considerare la tipologia strutturale, i gradi di iperstaticità e i criteri di progettazione adottati.

Il limite superiore del fattore di comportamento relativo allo SLV si ottiene tramite l'Equazione 11:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

Equazione 11

Con q_0 valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in Tabella 7.3.II delle NTC 2018

K_R fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza delle costruzioni, prende il valore unitario per costruzioni regolari, altrimenti è pari a 0,8

Per la verifica di edifici con analisi lineare si possono utilizzare per il fattore q i seguenti valori:

$q=2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;

$q=1,75 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con foratura > 15%

Con α_u e α_1 definiti al paragrafo 7.8.1.3 delle NTC; in assenza di più precise valutazioni il rapporto assunto non può essere superiore a 1,5.

1.5.1.1 Statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicare delle forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica. Può essere applicata a edifici, il cui periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D , e che la costruzione sia regolare in altezza. Nel caso di costruzioni in muratura quest'ultima condizione può essere trascurata, ed è possibile effettuare l'analisi anche per costruzioni non regolari in altezza, tenendone conto però nel taglio totale alla base F_h con l'applicazione di un opportuno coefficiente λ .

Il periodo T_1 può essere calcolato in maniera semplificata tramite l'Equazione 12:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Equazione 12 - Periodo T_1

Con H altezza della costruzione;

C_1 vale 0.05 per la muratura.

Per determinare le forze statiche equivalenti (Equazione 13) è necessario calcolare l'ordinata dello spettro di progetto $S_d(T)$ per il periodo $T = T_1$, e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale.

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

Equazione 13 - Forza da applicare a ciascuna massa della costruzione

Con $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

F_i	forza da applicare alla massa i-esima;
W_i e W_j	pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
z_i e z_j	quote delle masse i e j;
$S_d(T_1)$	ordinata dello spettro di risposta di progetto;
W	peso complessivo della costruzione
λ	coefficiente pari a 0.85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno 3 orizzontamenti, altrimenti prende il valore unitario

1.5.1.2 Dinamica

L'analisi lineare dinamica consiste:

- nel calcolo degli n modi di vibrare principali della costruzione ad n gradi di libertà (analisi dinamica modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica di ciascun modo, che viene rappresentata dallo spettro di risposta di progetto;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, precisamente quelli con massa superiore al 5% per un numero totale di modi la cui somma delle masse permetta di raggiungere l'85% della massa totale.

Per la combinazione degli effetti E relativi ai vari modi di vibrare la normativa propone la combinazione quadratica espressa dall'Equazione 14:

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

Equazione 14 - Combinazione quadratica

Con: E_i e E_j rispettivamente il valore dell'effetto relativo al modo i e j

ρ_{ij} il coefficiente di correlazione tra il modo i e j calcolato con la formula indicata dall'Equazione 15

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

Equazione 15

Con ξ smorzamento viscoso dei modi i e j

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi.

1.5.2 Analisi non lineare

Per studiare meglio il comportamento della struttura si può ricorrere anche alle analisi non lineari, sia di tipo statico che dinamico. Per simulare le caratteristiche non lineari dell'edificio, si ricorre all'assunzione di un legame costitutivo che deve rappresentare al meglio le caratteristiche meccaniche di resistenza e deformabilità del materiale.

A differenza delle analisi lineari, queste tipologie richiedono una maggior attenzione nella scelta dei parametri in quanto questi possono influenzare in modo significativo il risultato finale.

1.5.2.1 Statica

Per prevedere in maniera più realistica la risposta sismica dell'edificio, è necessario tenere conto del comportamento non lineare dello stesso. L'analisi statica non lineare (o pushover) è strutturata per "spingere" la struttura fino a che questa collassa, o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite fissato precedentemente. La spinta si ottiene tramite l'applicazione di un profilo di forze o spostamenti prestabilito al modello, applicato in modo incrementale-iterativo, soggetto a carichi gravitazionali.

Le forze possono essere distribuite secondo due approcci:

- Proporzionalmente alla massa;
- Proporzionalmente ai modi di vibrare, se questi hanno massa partecipante non inferiore al 75%.

Il comportamento del sistema è descritto dalla curva di capacità, dove viene solitamente riportato l'andamento del taglio alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura; essa rappresenta la capacità di un sistema di contrastare una certa azione esterna, e dipende dalla rigidità o dalla flessibilità della struttura. Ad ogni punto della curva può essere associato uno specifico stato di danno del sistema.

In Figura 1.11 sono rappresentati i legami forza-spostamento rappresentativi di tre comportamenti che possono verificarsi nelle curve di capacità. Tutti e tre sono inizialmente caratterizzati da un tratto con comportamento elastico lineare, fino allo snervamento, da questo punto assumono differenti comportamenti: incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).

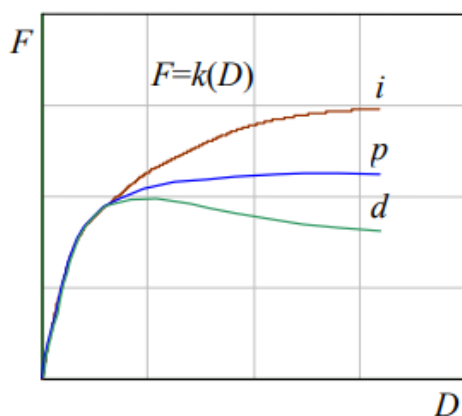


Figura 1.11 - Capacità di un sistema reale (Albanesi & Nuti, 2007)

Il principio fondamentale sul quale si basa l'analisi statica non lineare (pushover) è che all'interno della struttura domini solamente un modo, e che la forma di questo permanga in maniera costante durante la storia temporale della risposta stessa (Albanesi & Nuti, 2007). Questo equivale ad affermare che la ricerca dello spostamento massimo di un sistema MDOF, soggetto ad una determinata azione esterna, può essere ricondotto a un sistema a un solo grado di libertà (SDOF) equivalente.

La verifica dell'analisi consiste nel confrontare la capacità di spostamento dell'edificio con la domanda richiesta dall'azione sismica del sito su cui si trova, associando al sistema MDOF un sistema SDOF equivalente (Figura 1.12).

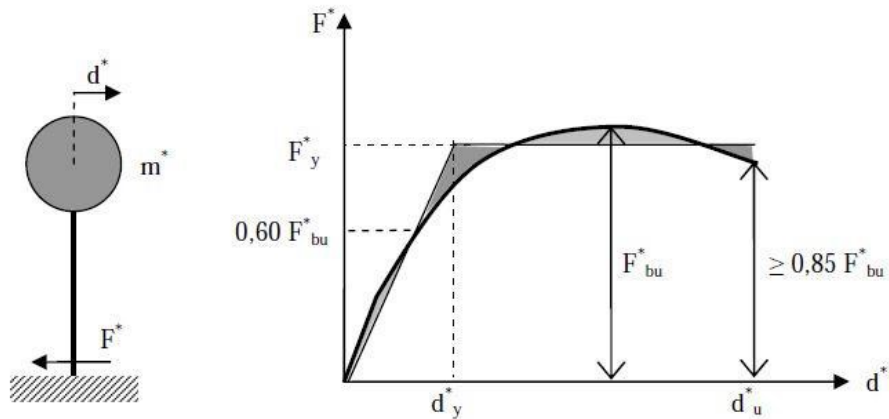


Figura 1.12 - Sistema SDOF e diagramma bilineare equivalente (Circolare 2019)

La forza F^* (Equazione 16) e lo spostamento d^* (Equazione 17) del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

Equazione 16 - Forza F^* , formula C7.3.3 Circolare 2019

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Equazione 17 - Spostamento d^* , formula C7.3.4 Circolare 2019

Con Γ fattore di partecipazione modale, definito dall'Equazione 18:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Equazione 18 - Fattore di partecipazione modale, formula C7.3.5 Circolare 2019

Con τ vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;

M matrice di massa del sistema reale;

φ il modo di vibrare fondamentale normalizzato ponendo $d_c=1$.

E' necessario sostituire alla curva di capacità del sistema equivalente, una curva bilineare caratterizzata da un primo tratto elastico e un secondo tratto perfettamente plastico (Figura 1.12). Definendo come F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale ed $F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendo il passaggio per il punto $0,6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente. Invece la forza di plasticizzazione F_y^* si ricava imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve, per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente a una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

Il sistema bilineare è caratterizzato dal periodo dato dall'Equazione 19:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Equazione 19 - Periodo elastico del sistema bilineare, formula C7.3.6 Circolare 2019

Con $m^* = \Phi M \tau$

k^* la rigidezza del tratto elastico bilineare.

Nel caso in cui $T^* \geq T_C$ (Figura 1.13) la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo con:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)^1$$

Nel caso invece in cui $T^* < T_C$ la domanda del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene dalla seguente espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*{}^2$$

Con $q^* = \frac{S_{De}(T^*)m^*}{F_y^*}$ il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

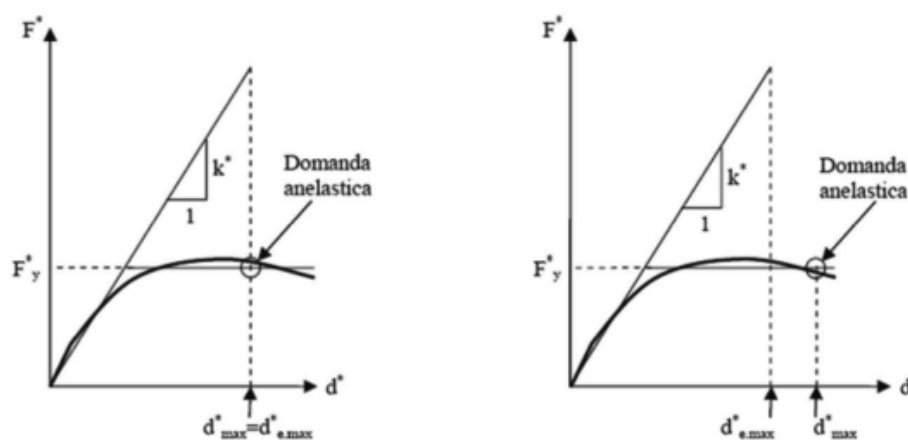


Figura 1.13 - Spostamento per $T \geq T_c$ e Spostamento per $T < T_c$ (Circolare 2019)

1.5.2.2 Dinamica

Tramite l'utilizzo di un modello non lineare della struttura e degli accelerogrammi di progetto del terreno, è possibile calcolare la risposta sismica della struttura grazie all'integrazione delle equazioni del moto. Questa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura, potendo confrontare la duttilità richiesta con la duttilità disponibile allo SLC, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali rispetto a dei possibili comportamenti fragili.

L'analisi non lineare dinamica deve essere confrontata con una modale con spettro di risposta, in modo da poter controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura (NTC, 2018)

1.5.3 Analisi cinematica

Negli edifici in muratura, a causa delle forze sismiche, possono avvenire dei crolli parziali della struttura, che si manifestano per perdita di equilibrio di porzioni di muratura. Questi meccanismi si attivano principalmente per azioni perpendicolari al piano, ma anche per azioni che agiscono nel loro piano medio.

La verifica e lo studio specifico di tali meccanismi, secondo normativa può essere eseguito attraverso un approccio cinematico, cioè un'analisi limite dell'equilibrio, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che lo attiva.

Nella normativa, al paragrafo C8.7.1.2.1.1 della Circolare 2019, viene esplicitata la metodologia di analisi, tramite l'approccio cinematico lineare, che prevede il calcolo del solo moltiplicatore di attivazione del

¹ Formula C7.3.7 Circolare 2019

² Formula C7.3.8 Circolare 2019

meccanismo α_0 . È necessario, in primo luogo, individuare il corpo rigido di cui effettuare il cinematismo, e i punti di applicazione delle forze messe in gioco, anche di quelle coinvolte solo parzialmente. L'azione sismica può essere rappresentata da un sistema di forze orizzontali, proporzionali ai pesi attraverso il coefficiente α .

Da normativa il coefficiente di attivazione del meccanismo viene esplicitato tramite il teorema dei lavori virtuali come:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{P_y,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{P_{Qx},k}}$$

A causa della limitata resistenza a compressione della muratura, è opportuno considerare l'arretramento della cerniera "a" (Equazione 20) nel calcolo del cinematismo, che provoca una riduzione del momento stabilizzante e una conseguente riduzione del coefficiente di attivazione α_0 .

$$a = \frac{2}{3} \times \frac{\Sigma P_i}{f_d \times l} \quad \text{con } l \text{ lunghezza della parete dove si forma la cerniera cilindrica}$$

Equazione 20 - Arretramento della cerniera

Nella procedura che verrà utilizzata di seguito, il moltiplicatore viene calcolato come rapporto tra il momento stabilizzante e quello ribaltante. Procedendo al calcolo di bracci e altezze per ciascuna forza considerata, si prosegue con il calcolo dei momenti e a conclusione del moltiplicatore α_0 .

$$M_R = \alpha \times \Sigma(P_i \times h_i)$$

$$M_S = \Sigma(P_i \times b_i)$$

$$\alpha_0 = \frac{M_S}{M_R}$$

Ottenuto il moltiplicatore si procede con la verifica allo SLV lineare, in termini di accelerazione, e non lineare, in termini di spostamento, con le procedure esplicitate di seguito. Per le verifiche di tutti i meccanismi è stato assunto un fattore di struttura $q=2$.

1.5.3.1 Cinematismo al suolo: Verifica SLV lineare

Con la formazione di una cerniera cilindrica al suolo si procede trovando la PGA, cioè l'accelerazione di picco al suolo, per lo SLV come seguente.

$PGA = a_g \cdot S$ che sarà il valore di confronto per l'accelerazione del cinematismo

Si prosegue calcolando la massa partecipante al cinematismo M^* (Equazione 21) e l'accelerazione spettrale di attivazione al cinematismo a_0^* (Equazione 22).

$$M^* = \frac{M_R}{g \cdot \Sigma(P_i \cdot h_i^2)}$$

Equazione 21 - Massa partecipante, formula C8A.4.3 Circolare 2009

$$a_0^* = \frac{\lambda_0 \Sigma P_i}{M^* \cdot FC}$$

Equazione 22 - Accelerazione spettrale al suolo, formula C8A.4.4 Circolare 2009

Ricavato il valore dell'accelerazione del cinematismo si procede alla verifica allo SLV lineare (Equazione 23).

$$a_0^* \geq PGA_{SLV}/q \quad \text{dove } q \text{ è il fattore di riduzione}$$

Equazione 23 - Verifica SLV lineare al suolo, formula C8.4.7 Circolare 2009

1.5.3.2 Cinematismo al suolo: Verifica SLV non lineare

Con la verifica non lineare si vuole verificare se il cinematismo raggiunge il collasso, ed è necessario calcolare per ogni carico:

- r_i distanza tra la cerniera e il punto di applicazione dei carichi
- ϕ_i angolo che si forma tra r e l'orizzontale
- $P_i r_i \sin \phi_i$ e $P_i r_i \cos \phi_i$

Per ottenere il valore di spostamento del cinematismo è necessario calcolare i parametri θ_0 (Equazione 24), h_k (Equazione 25), d_{k0} (Equazione 26), d_0^* (Equazione 27), d_{SLV}^* , a_{SLV}^* , T_{SLV}^* (Equazione 28), d_{SLV} (Equazione 29).

$$\theta_0 = \frac{\sum_i P_i \cos \phi_i}{\sum_i P_i \sin \phi_i}$$

Equazione 24 - Angolo per cui il momento stabilizzante diventa nullo

$$h_k = \frac{\sum_i P_i h_i}{\sum_i P_i}$$

Equazione 25 - Altezza del punto di controllo, cioè il baricentro

$$d_{k0} = h_k \sin \theta_0 \approx h_k \theta_0$$

Equazione 26 - Spostamento massimo

$$d_0^* = \frac{\theta_0 \sum_i P_i h_i^2}{M_R}$$

Equazione 27 - Spostamento massimo espresso come spostamento spettrale

$$d_{SLV}^* = 0,4 \cdot d_0^*$$

$$a_{SLV}^* = 0,6 \cdot a_0^*$$

$$T_{SLV}^* = 1,68\pi \sqrt{\frac{d_{SLV}^*}{a_{SLV}^*}} = 3,5 \text{ s}$$

Equazione 28 - Periodo equivalente caratteristico dello stato limite, formula C8.7.1.10 Circolare 2019

$$d_{SLV} = S_D(T_{SLV}^*; \xi_{SLV}) = \frac{a_{g_{SLV}} S_{SLV} F_{o_{SLV}} \eta_{SLV} T_C T_D}{4\pi^2}$$

Equazione 29 - Punto di spettro elastico in spostamento corrispondente al periodo

Infine, si può eseguire la verifica tramite l'Equazione 30:

$$d_{SLV}^* \geq d_{SLV}$$

Equazione 30 - Verifica SLV non lineare al suolo, paragrafo C8A.4.2.3 Circolare 2009

1.5.3.3 Cinematismo in quota: Verifica SLV lineare

Il meccanismo prevede la formazione della cerniera cilindrica a una data altezza z , pertanto, si procede al calcolo dell'accelerazione in quota $PFA_{z,z}$ (Equazione 31) e dell'accelerazione spettrale in quota (Equazione 32), tramite le formule seguenti.

$$PFA_{zk} = S_{e,SLV}(T_1) \gamma_1 \Psi_1 \sqrt{1 + 0,0004 \xi_{SLV}^2}$$

Equazione 31 - Accelerazione di picco in quota

$$a_z^* = \frac{\lambda_0 \sum P_i}{M^* \cdot FC}$$

Equazione 32 - Accelerazione spettrale in quota

Di seguito viene eseguita la verifica lineare (Equazione 33):

$$a_z^* \geq PFA_{zk,SLV}/q$$

Equazione 33 - Verifica SLV lineare in quota

1.5.3.4 Cinematismo in quota: Verifica SLV non lineare

Anche per la verifica non lineare in quota si calcolano per ogni carico i parametri calcolati per la verifica al suolo. Arrivati al calcolo del periodo equivalente caratteristico dello stato limite è necessario definire il calcolo dello spettro in spostamento nel tratto in cui si trova tale periodo, facendo riferimento allo spettro di piano.

Il valore AMP_{zk} si ricava tramite l'Equazione 34:

$$AMP_{zk} = \frac{1,1\eta(\xi_k)}{\sqrt{\xi_k}}$$

Equazione 34 – AMP_{zk}

In questo caso considerando allo SLV $\xi_k=8\%$ e $\eta=0,877$ si ottiene un valore di $AMP_{zk}=2,49$ m/s² per tutti i meccanismi analizzati.

E di seguito vengono riportate le formule degli spettri di piano all'Equazione 53 sostituendo alle i valori PFA_{zk} e AMP_{zk} :

$$S_{ezk}(z, T, \xi) = \frac{AMP_{zk} \cdot PFA_{zk}}{1 + (AMP_{zk} - 1) \cdot \left(1 - \frac{T}{aT_k}\right)^{1,6}} \quad T \leq aT_k$$

$$S_{ezk}(z, T, \xi) = PFA_{zk} \cdot AMP_{zk} \quad aT_k < T \leq bT_k$$

$$S_{ezk}(z, T, \xi) = \frac{AMP_{zk} \cdot PFA_{zk}}{1 + (AMP_{zk} - 1) \cdot \left(\frac{T}{bT_k} - 1\right)^{1,2}} \quad bT_k \leq T$$

Equazione 35 - Nuove formule dello spettro di piano

Infine, si calcola lo spostamento dato dallo spettro, a seconda dell'intervallo di periodo in cui ci si trova (Equazione 36).

$$d_{zSLV}(T_{SLV}^*) = S_{ezk}(T_{SLV}^*; \xi_{SLV}) \cdot \frac{T_{SLV}^{*2}}{4\pi^2}$$

Equazione 36 – Spostamento a quota z , C8.7.1.12 Circolare 2019

La verifica si esegue confrontando lo spostamento maggiore tra quello in quota e quello al suolo con lo spostamento massimo del cinematismo dato dallo spettro.

$$d_{SLV} = \max\{d_{0SLV}; d_{zSLV}\}$$

1.6 Modellazione strutturale

1.6.1 Metodo agli elementi finiti

La modellazione agli elementi finiti (FEM, Finite Element Method) viene introdotta intorno agli anni '60; fa parte dei metodi al continuo, i quali schematizzano il comportamento di un elemento tramite unità elementari che rimangono sempre in contatto tra di loro attraverso le superfici di separazione, anche durante la deformazione. Questo metodo di modellazione permette di risolvere il problema della determinazione dello stato di sforzo e deformazione negli elementi analizzati e sottoposti a delle definite condizioni di carico. E' uno degli approcci più accurati per la modellazione strutturale, e trova grande impiego nell'indagine di casi complessi, la cui valutazione in laboratorio porterebbe a costi eccessivi (Bacchetto, n.d.).

La caratteristica della modellazione FEM è che discretizza il continuo di infiniti gradi di libertà con un sistema di dimensioni finite, costituito da tanti sottodomini definiti "elementi finiti". Questi si ottengono per l'applicazione di un approccio discreto, che analiticamente consisterebbe nel passaggio da equazioni differenziali ad equazioni algebriche., definendo una serie di funzioni approssimate dette "funzioni di forma" (*shapes function*).

Gli elementi finiti sono delle entità geometriche che possono assumere differenti geometrie, e possono essere più o meno regolari, a seconda anche della geometria di partenza che vanno a suddividere. Possono essere monodimensionali, bidimensionale o tridimensionali e sono caratterizzati da un certo numero di nodi, i quali sono i punti di contatto e collegamento tra i singoli elementi, e a cui sono applicati i gradi di libertà, che differiscono per ogni tipologia di elemento finito. Sempre ai nodi vengono applicate le condizioni di vincolo scelte e questi possono essere collocati ai vertici dell'elemento o lungo il lato dell'elemento stesso. La relazione duale tra spostamenti (\bar{u}) e forze esterne (\bar{f}) è:

$$\bar{f} = K \cdot \bar{u}$$

$$\begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \vdots \\ f_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1m} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2m} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & a_{n2} & \dots & a_{nm} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_m \end{bmatrix}$$

Con \bar{f} vettore delle forze esterne su un nodo;

K matrice di rigidezza;

\bar{u} vettore degli spostamenti incogniti.

Risulta importante la scelta di modellazione che si intraprende, il livello di approssimazione dipende dalle impostazioni attribuite al modello; questo è più preciso all'aumentare del numero di elementi che compongono la mesh. Bisogna tenere conto anche dei costi computazionali che questo metodo impone, andando a calibrare una buona approssimazione con dei costi computazionali (sia a livello di attrezzatura che di elaborazione dei dati) adeguati (*Diana User's Manual*, 2021).

1.6.1.1 Scala di modellazione

Il materiale muratura è costituito dall'insieme di due componenti, come visto precedentemente, il laterizio quale elemento resistente e la malta quale elemento legante. La rappresentazione di tale materiale può essere fatta in diversi modi, a seconda del livello di dettaglio che si vuole raggiungere. Si vanno quindi delineando differenti tipologie di modellazione.

Nel caso in cui i materiali costituenti vengano distinti nella modellazione, e pertanto vengano rappresentati in maniera distinta tutti gli elementi resistenti e i giunti, si può parlare di micro-modellazione. La stessa può a sua volta essere distinta in micro-modellazione dettagliata (Figura 1.14 a), in cui tutte le unità e i giunti vengono rappresentati da elementi continui, mentre le superfici di contatto tra gli elementi sono rappresentate da elementi di interfaccia (rappresentati come piani di scorrimento). Oppure può essere applicata una micro-modellazione semplificata (Figura 1.14 b) in cui le proprietà dei giunti di malta vengono inglobate in un unico elemento, il quale si ingrandisce in modo da comprendere anche gli spessori dei giunti e mantenere invariata la geometria di partenza.

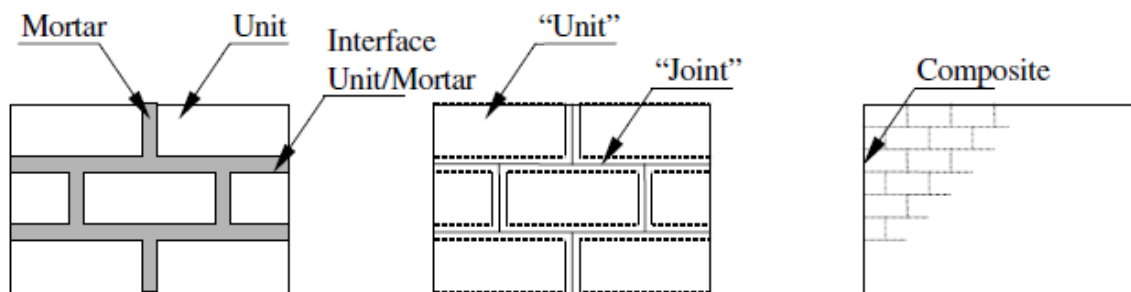


Figura 1.14 - a. Micromodellazione dettagliata; b. Micromodellazione semplificata; c. Macromodellazione (Lourenco, 2008)

Questa tecnica di modellazione più specifica può risultare più adatta per analizzare comportamenti locali della muratura, in modo da andare a studiare il fenomeno nel dettaglio. Risulta evidente che se applicata a interi edifici, il fatto che consista nella modellazione di tutti i singoli mattoni, preveda sia un lavoro di modellazione piuttosto oneroso, sia dei costi computazionali a livello di tempo e tecnologia utilizzata che possono rendere più difficoltoso ottenere un risultato finale (in quanto il numero di nodi presenti nel modello risulterebbe essere molto elevato) (Lourenco, 2008).

Per elementi di studio di dimensione maggiore, la tecnica che viene preferita è quella di macro-modellazione (Figura 1.14 c). Questa si ritiene possa essere applicata nel caso in cui la struttura sia costituita da pannelli murari con dimensioni sufficientemente grandi, in modo che la tensione in direzione trasversale o longitudinale sia abbastanza uniforme. Questa tecnica prevede la modellazione dei singoli paramenti murari, semplificando molto la modellazione e riducendo il costo computazionale.

Non vi è una tecnica predefinita, ma si procede alla scelta a seconda dell'oggetto di applicazione, in modo da ottenere un modello abbastanza semplice che restituisca dei risultati di facile lettura e dei costi computazionali discreti.

L'approccio di macromodellazione si basa su delle tecniche di omogenizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali e della geometria, che viene determinata per una cella, ripetuta poi nello spazio. Questo permette di determinare il comportamento globale del materiale in questione, in questo caso la muratura, a partire dal comportamento dei singoli costituenti. L'unica problematica è il fatto che il collasso a taglio della muratura non può essere incluso nel macro-modello perché le geometrie di malta e unità non sono discretizzate (Lourenco, 1996).

Per la procedura di omogeneizzazione più semplice si possono individuare due fasi:

1. Si omogeneizza il continuo costituito solo da una matrice di blocchi e giunti di malta verticali, i quali vengono considerati come parte del materiale stesso;
2. Il continuo ottenuto nello step precedente si omogeneizza questa volta secondo i giunti orizzontali, nell'ipotesi di una perfetta aderenza all'interfaccia.

Si ottiene un continuo medio che tiene conto delle caratteristiche specifiche dei materiali, pur essendo rappresentato come una superficie unica e omogenea (Figura 1.15). Rispetto alla modellazione discreta si ha una perdita di accuratezza, trattando tensioni e deformazioni medie, ma tale approccio rappresenta un giusto compromesso tra efficienza e precisione.

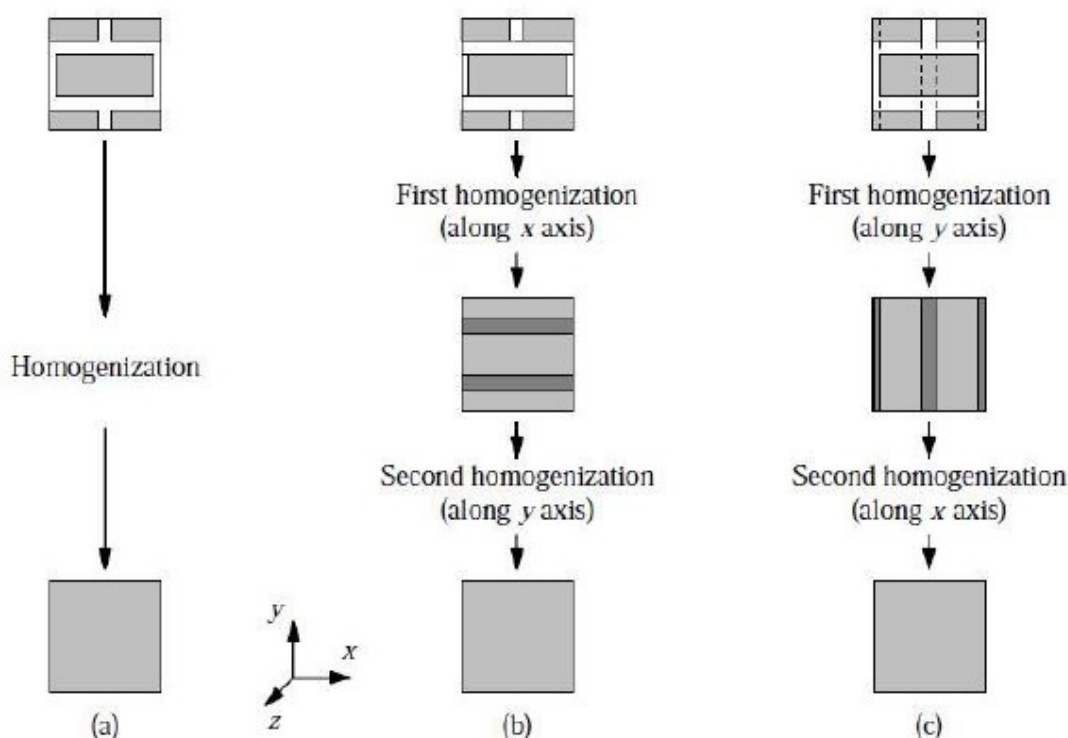


Figura 1.15 - Rappresentazione del processo di omogeneizzazione in due step (Lourenco, 1996)

1.6.1.2 Legame costitutivo: Total Strain Based Crack Model

Il legame costitutivo adottato per rappresentare le proprietà meccaniche della muratura è il *total strain based crack model*, che descrive il comportamento a compressione e a trazione di un materiale, tramite il rapporto sforzo-deformazione e segue un approccio che si basa sull'energia di frattura G del materiale.

L'ipotesi su cui si basa questo modello è che le fessurazioni che si originano non vengono considerate nel punto preciso dell'elemento in cui si formano, ma vengono distribuite nell'intera area circostante in maniera omogenea (Figura 1.16 a). Ci sono due tipologie differenti di propagazione della frattura, una fissa (*fixed*) in cui la relazione tensione-deformazione avviene nella direzione principale posizionata in maniera ortogonale alla fessura e le relazioni costitutive sono valutate in un sistema di coordinate che rimane invariato dopo la rottura. Oppure vi è quella ruotata (*rotating*) in cui invece la direzione della fessura e quella principale sono indipendenti tra di loro, essendo le relazioni costitutive valutate nelle principali direzioni degli sforzi (*Diana User's Manual*, 2021).

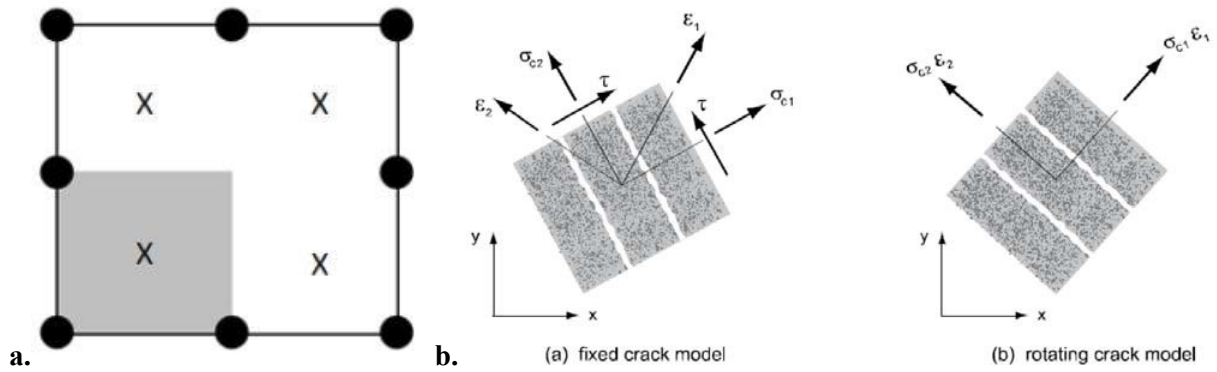


Figura 1.16 – a. Elemento con un punto di integrazione fessurato (Van Noort, 2012); b. Direzioni di fessurazione dei modelli fixed e rotating

In entrambe le tipologie di modello vanno definiti il comportamento a compressione e a trazione. Per entrambi i comportamenti esistono più tipologie predefinite di relazione tensione-spostamento che il software DIANA propone.

Per il comportamento a compressione vi sono le seguenti funzioni (Figura 1.17):

- Elastic;
- Ideal;
- Thorenfeldt;
- Linear
- Multi-linear;
- Saturation type;
- Parabolic;
- EN 1992-1-1;
- EN 1992-1-2;
- Naganuma-Ahmad;
- Maekawa;
- CEB-FIB 1990;
- Fib 2010;
- Hognestad.

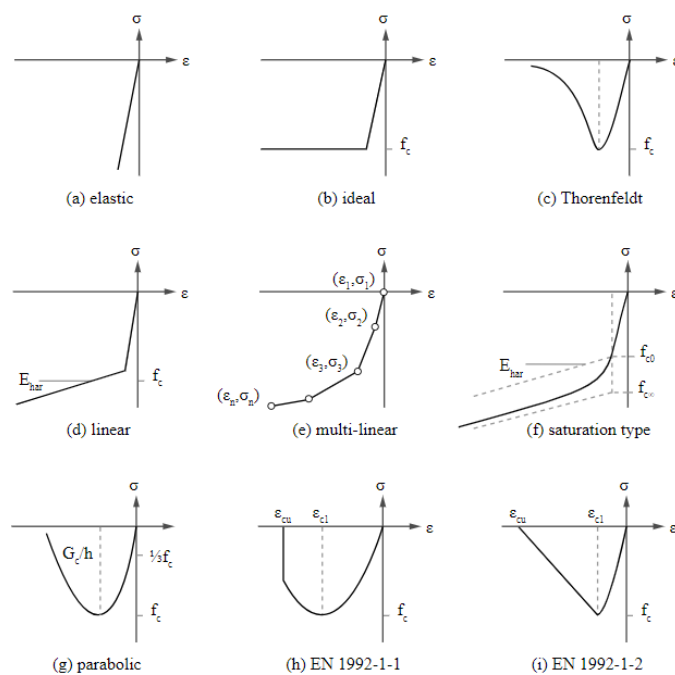


Figura 1.17 - Modelli predefiniti di comportamento a compressione per il Total Strain model (*Diana User's Manual*, 2021)

A trazione invece il software DIANA propone le seguenti funzioni (Figura 1.18):

- Elastic;
- Ideal;
- Brittle
- Linear, ultimate strain based;
- Linear, fracture energy based;
- Exponential;
- Hordijk;
- Multi-linear total strain based;
- JSCE softening;
- JSCE stiffening;
- CEB-FIP 1990;
- Fib 2010;
- Fiber reinforced total strain based;
- Fiber reinforced crack opening based;
- Cervenka;
- Naganuma
- Multi-linear rel. Displacement based.

1. Stato dell'arte

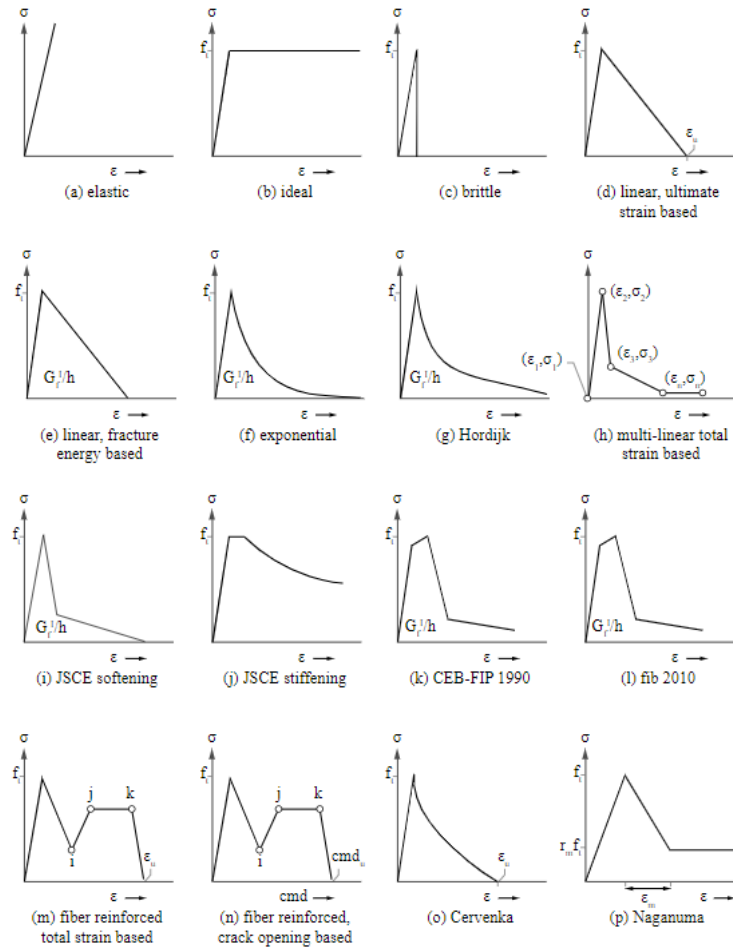


Figura 1.18 - Modelli predefiniti di comportamento a trazione per il Total Strain model (*Diana User's Manual*, 2021)

Per ricavare la curva di capacità della struttura viene adottato il processo iterativo delle secanti (*Quasi-Newton method*, Figura 1.19), il quale utilizza i dati della soluzione relativa al precedente incremento per trovare l'approssimazione migliore durante lo step a cui sta lavorando. Questo metodo richiede uno sforzo computazionale molto basso in quanto non imposta una nuova matrice di rigidità ad ogni iterazione, ma la determina dalla posizione nota della curva di equilibrio. (*Diana User's Manual*, 2021)

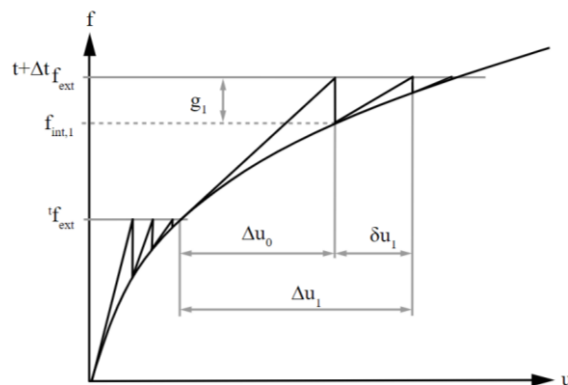


Figura 1.19 - Iterazione Quasi-Newton (*Diana User's Manual*, 2021)

1.6.1.3 Elementi utilizzati

Il software DIANA permette di scegliere tra diverse categorie di elemento, ognuna delle quali presenta delle caratteristiche differenti, come la forma, il numero dei nodi, la dimensione nello spazio e il numero di strati nello spessore.

Nella modellazione del caso studio sono stati adottati gli elementi *regular curved shell* CQ40S (Figura 1.20), elementi quadrilateri a otto nodi, caratterizzati dalla presenza in ogni nodo di 5 gradi di libertà, tre traslazioni (lungo X, Y e Z) e due rotazioni (attorno a X e Y). L'elemento appartiene alla categoria *regular elements* ed è caratterizzato dalle seguenti variabili derivate di output: deformazioni, tensioni di Cauchy, momenti e forze. La scelta è ricaduta su questa tipologia di elemento in quanto è in grado di supportare modelli costitutivi e materiali non lineari, quale è anche la muratura, e le sue coordinate non devono per forza appartenere a una superficie piatta.

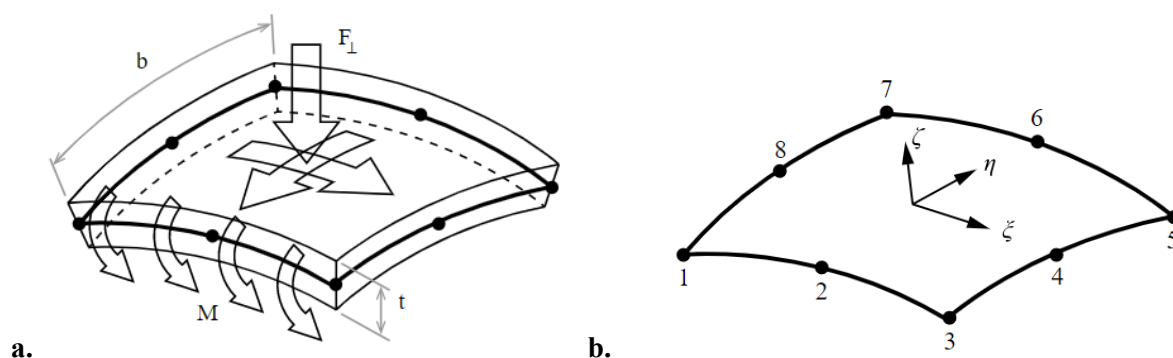


Figura 1.20 - a. Elemento *curved shell*; b. Tipologia CQ40S (*Diana User's Manual*, 2021)

Per la computazione di carichi concentrati vengono impiegati gli elementi *point mass* (Figura 1.21) della tipologia PT3T che agiscono come masse concentrate nel punto di scarico dell'elemento. Questi sono elementi puntuali che possono essere applicati per aumentare la massa senza influenzare la rigidità della struttura restante. L'elemento è caratterizzato da tre variabili, le traslazioni lungo gli assi X, Y e Z. Nell'analisi statica queste masse non hanno influenza sul modello, in quanto non hanno rigidità e non si deformano con le sollecitazioni, fungono solo da carico per il peso proprio.

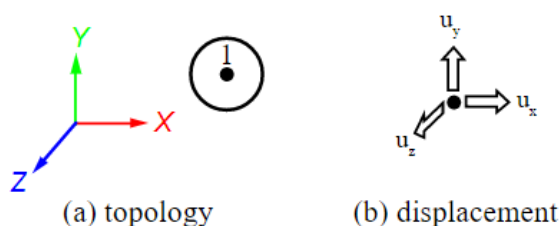


Figure 30.4: PT3T

Figura 1.21 – Elemento PT3T delle masse nodali (*Diana User's Manual*, 2021)

Nel caso in cui il software non riesca a formare degli elementi *hexa/quad* nella mesh, vengono inseriti automaticamente degli elementi, sempre *curved shell*, della tipologia CT30S (Figura 1.22 a sei nodi, per raccordare la geometria.

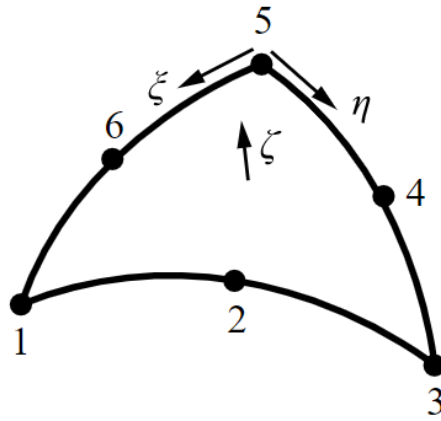


Figura 1.22 - Elemento *curved shell*, tipologia CT30S (*Diana User's Manual*, 2021)

2 Analisi storica e interventi pregressi

2.1 Inquadramento

2.1.1 Inquadramento geografico

Il complesso della Cattedrale di Santa Maria Assunta e del Battistero in Padova, in Figura 2.1, è collocato nel lato ovest del centro storico della città, a una latitudine 45.406874 e longitudine 11.871874, a breve distanza da Piazza dei Signori, Piazza delle Erbe e Piazza della Frutta, Palazzo della Ragione e Palazzo Bo. Si affaccia a est sulla piazza del Duomo e a nord su Via arco Valaresso e sull'arco Valaresso stesso. Il complesso, oltre alla Cattedrale e al Battistero, comprende anche il vescovado, dove ha sede la diocesi di Padova, costituendo di fatto un aggregato. Il Battistero è caratterizzato dalla presenza a nord di una serie di edifici in adiacenza, che ad oggi sono abitazioni private.



Figura 2.1 - Visione aerea dell'area in cui sorgono la Cattedrale di Santa Maria Assunta e il Battistero (Google Earth)

2.1.2 Inquadramento sismico e vincoli

Il rischio sismico è definito come la conseguenza in perdita economica, sociale ed ambientale a seguito di un evento sismico che può verificarsi su un certo territorio in un determinato lasso di tempo. Esso è determinato dall'interazione di tre fattori, quali pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. In particolare, la pericolosità è la probabilità che si verifichi un terremoto di una certa intensità in un certo intervallo di tempo, ed è legata all'area su cui si trova l'edificio caso di studio; la vulnerabilità è la valutazione a seguito del sisma e deriva dalla capacità dell'edificio di resistere al sisma; l'esposizione è legata al contesto, ed è la valutazione socioeconomica delle conseguenze in relazione alla perdita di edifici del patrimonio culturale e di vite.³

L'Italia è uno dei paesi a più elevata sismicità in Europa e fino al 2003 il territorio era suddiviso in 3 zone sismiche. Con "Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003" viene aggiunta una quarta zona e a ciascuna viene assegnato un valore di accelerazione massima al suolo rigido indicata in Tabella 2.1.

³ <https://biblus.acca.it/rischio-sismico-si-determina-la-classe-rischio-sismico-un-edificio/>

Tabella 2.1 - Suddivisione delle zone sismiche

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (A_g)
1	$0,25 < a_g \leq 0,35$ g	0,35 g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g
4	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g

Recentemente la Regione Veneto ha provveduto a una riclassificazione sismica dell'intero territorio (Figura 2.2). Con D.G.R. n. 244 del 09/03/2021 la Regione ha approvato il nuovo elenco dei comuni sismici del Veneto, e dal 15 Maggio 2021 il territorio regionale è stato suddiviso nelle zone 1, 2 e 3.

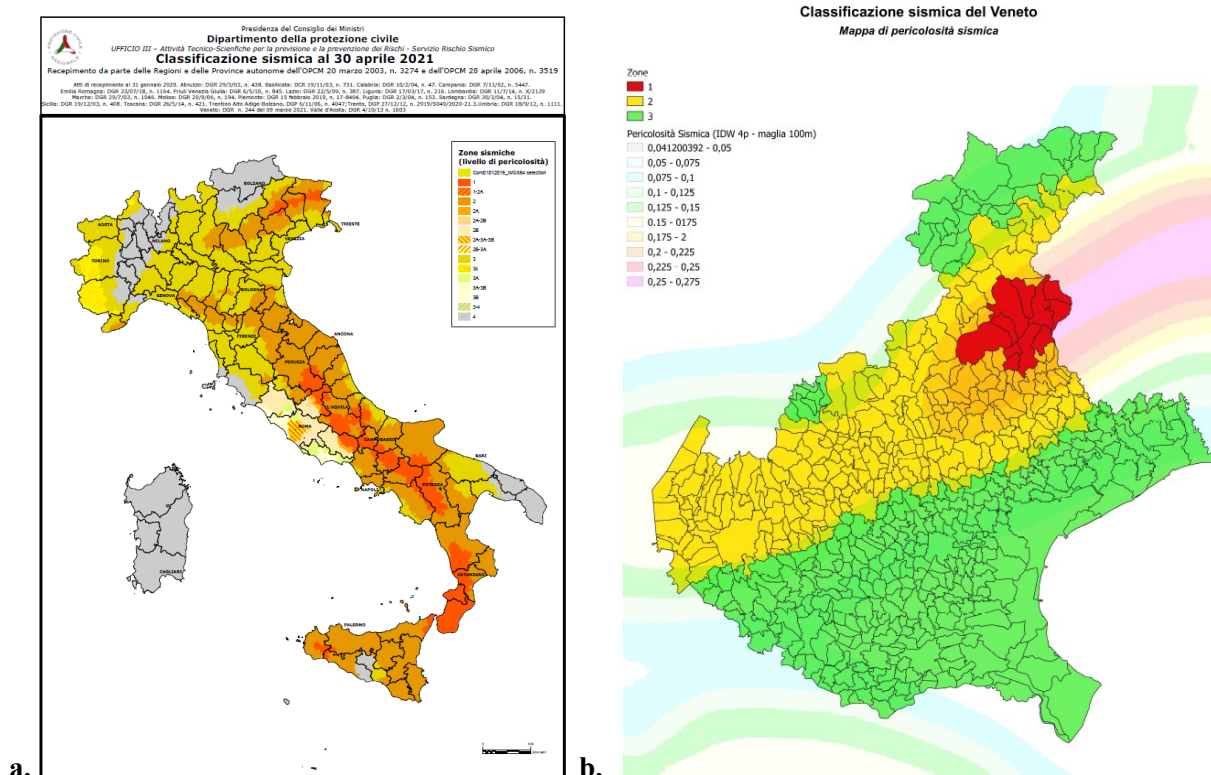


Figura 2.2 – a. Classificazione sismica in Italia al 30 aprile 2021; b. Mappa di pericolosità sismica del Veneto

Il Comune di Padova, secondo l'ordinanza del 2003 era classificato in zona 4, ma in relazione alle nuove disposizioni regionali viene riclassificato in zona 3⁴.

La storia sismica di Padova può essere ricostruita grazie alla consultazione delle banche dati dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, che ripropone gli eventi sismici, con epicentro Padova o che hanno interessato il suo territorio, dal 1117 fino al 2016, rappresentati nella Figura 2.3. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Di particolare interesse è il terremoto del 1117 che ha interessato in maniera particolare il complesso della Cattedrale, di cui si approfondirà nel Paragrafo 2.1.3.

⁴ <https://www.regione.veneto.it/web/sismica>

Di seguito, in Figura 2.3, vengono proposti gli eventi sismici riconosciuti dall'INGV, in cui vengono rappresentati gli anni nelle ascisse e l'intensità nelle ordinate.⁵ Si può notare come proprio il terremoto del 1117 sia stato quello con maggiore intensità registrato fino al giorno d'oggi.

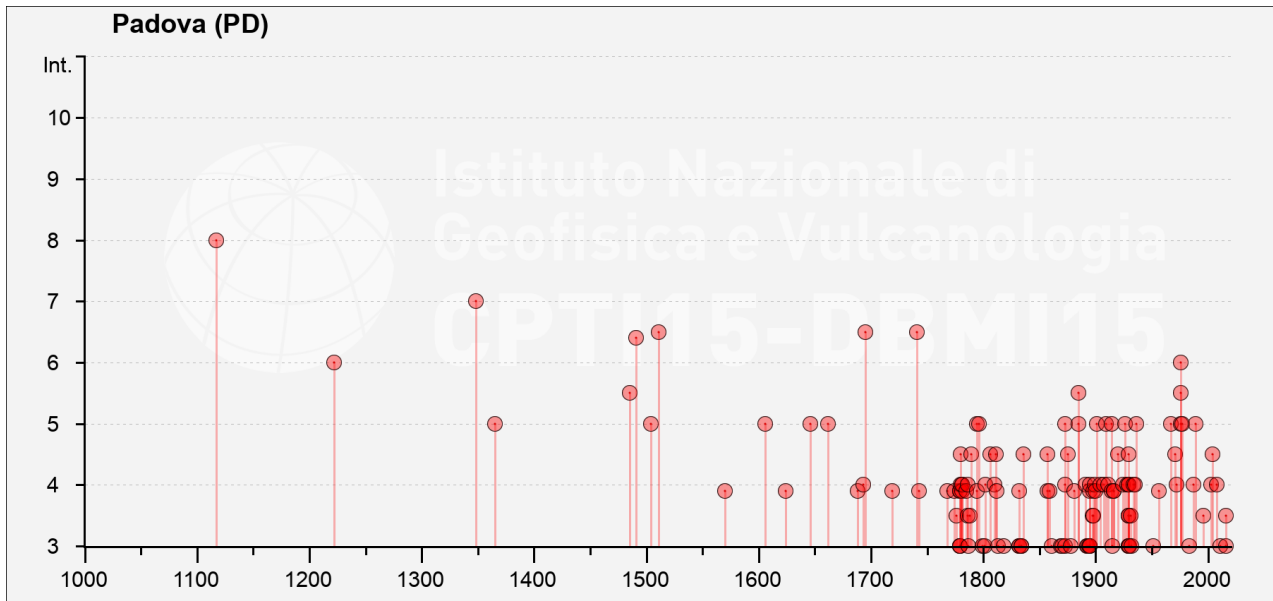


Figura 2.3 - Eventi sismici registrati a Padova

Gli edifici della Cattedrale, Battistero e Vescovado, che compongono il complesso, risultano essere riconosciuti come “Bene architettonico di interesse culturale dichiarato” da parte del Ministero dei Beni Culturali. L’edificio del Battistero, inoltre, è vincolato secondo la legge 364/1909 art. 5 dal 15-09-1923 e 1089/1939 dal 12-10-1955. Dalla Carta dei vincoli e della pianificazione comunale, l’intero complesso è soggetto a «Vincolo sui beni culturali» secondo gli articoli 10 e 12 del D.Lgs. 42/2004. Inoltre, gli affreschi interni del Battistero, dal 2021 sono riconosciuti come Patrimonio dell’UNESCO, all’interno dei «Cicli di affreschi del XIV secolo di Padova».⁶

2.1.3 Inquadramento storico e contesto della Cattedrale di Santa Maria Assunta

L’edificio della Cattedrale, nel corso del tempo, si evolve in maniera indipendente rispetto al Battistero, attraversando una serie di trasformazioni e conformazioni. Questo vede la sua fondazione agli albori della chiesa patavina, collocata all’epoca di Crispino (343-356) che inizialmente era dedicata a Santa Giustina; successivamente, in un periodo di restauro, le verrà affiancato anche il titolo di Santa Maria Assunta, che prevarrà sul primo, divenendo l’unico al giorno d’oggi (Bresciani Alvarez, 1975).

A causa dell’abbandono della città da parte del vescovo di Padova, per qualche secolo non si hanno informazioni certe su quale fosse la sede della Diocesi. Solamente con il ritorno della sua autorità religiosa, identificata con la figura di Tricidio⁷, alla fine del IX secolo, si ha la ricostruzione di una nuova cattedrale, posizionata all’incirca in corrispondenza di quella attuale. Sarà sotto la reggenza del vescovo Odelrico (1064-1080) che si verificherà il primo vero intervento di ricostruzione della Cattedrale, che probabilmente si basa ancora su fondazioni paleocristiane della prima esistente (Bresciani Alvarez, 1975); questa viene consacrata il 29 dicembre 1075 (Bellinati, 1977).

Solamente quarant’anni dopo la Cattedrale viene abbattuta da un terremoto che colpisce anche la città di Padova la notte del 3 gennaio 1117. Viene allora affidato a Macillo il compito di progettare e ricostruire

⁵ <https://www.ingv.it/>

⁶ <http://www.unesco.it/>

⁷ Iscrizione funeraria di Tricidio datata all’inizio dell’800.

l'edificio, che ad oggi viene ricordato come la *Cattedrale romanica*. In poco più di sette anni, nel 1125, l'architetto porta a compimento l'opera, che si basa fortemente sulle preesistenze soprattutto per quanto riguarda la parte strutturale (Bresciani Alvarez, 1975), e che verrà consacrata dal patriarca di Aquileia il 24 aprile 1180 (Bellinati, 1977).

Da tre disegni ritrovati è stata possibile una ricostruzione della planimetria della Cattedrale dell'epoca, visibile in Figura 2.4, che presenterebbe un nartece d'ingresso e un impianto a tre navate, con una copertura a capriate lignee; l'orientamento risulta coerente con quello attuale, con il posizionamento della facciata principale a est. Gli accessi invece erano previsti dalla facciata principale in corrispondenza della navata centrale, da sud che collegava l'edificio al vescovado e da nord. Due rampe di scale conducevano al presbiterio, collocato quindi a un livello superiore rispetto al transetto, mentre una rampa conduceva alla cripta sottostante di San Fidenzio. Dall'Ordinarium del XII secolo si evince la presenza di due sagrestie a fianco del presbiterio e del coro di fronte all'altare maggiore. Non si è stati in grado di ricostruire invece le testate delle absidi del presbiterio e delle sagrestie, che comunque possono essere ipotizzate a semicerchio. Le navate sono separate da arcate trasversali, poggianti su una struttura con ritmo pilastro-colonna-colonna ripetuto due volte; il ritmo alternato dei sostegni si avvicina più a una soluzione utilizzata in area bizantina e non romanica. La dimensioni di tali pilastri e colonne potrebbero indurre a pensare che vi fosse un'apparecchiatura muraria a spessore differenziato per la navata principale: spessore minore nelle arcate e più spesso in corrispondenza dei pilastri (Bresciani Alvarez, 1975).

È a quest'epoca che risalgono delle ipotesi sulla costruzione di una prima struttura per il Battistero, il quale potrebbe essere stato costruito come edificio a parte, proprio con la ricostruzione di Macillo.⁸

⁸ R zanocco 1927 pagina 657 P selvatico 1869 pagina 127 “questa chiesetta alzata ad uso di Battistero dell'intera città... esisteva già fin dal 1171 ma sembra, al dire dei nostri cronisti, che non fosse ridotta alla forma attuale se non nel 1260. Infatti, manifesta il carattere architettonico di quel tempo”

Pietro Selvatico sostiene che l'edificio del battistero esistesse già nel 1171, in quanto viene nominato in un documento, ma sembrerebbe essere riferito non all'altare di San Giovanni Battista ma a San Giovanni Evangelista, presente all'interno della Cattedrale.

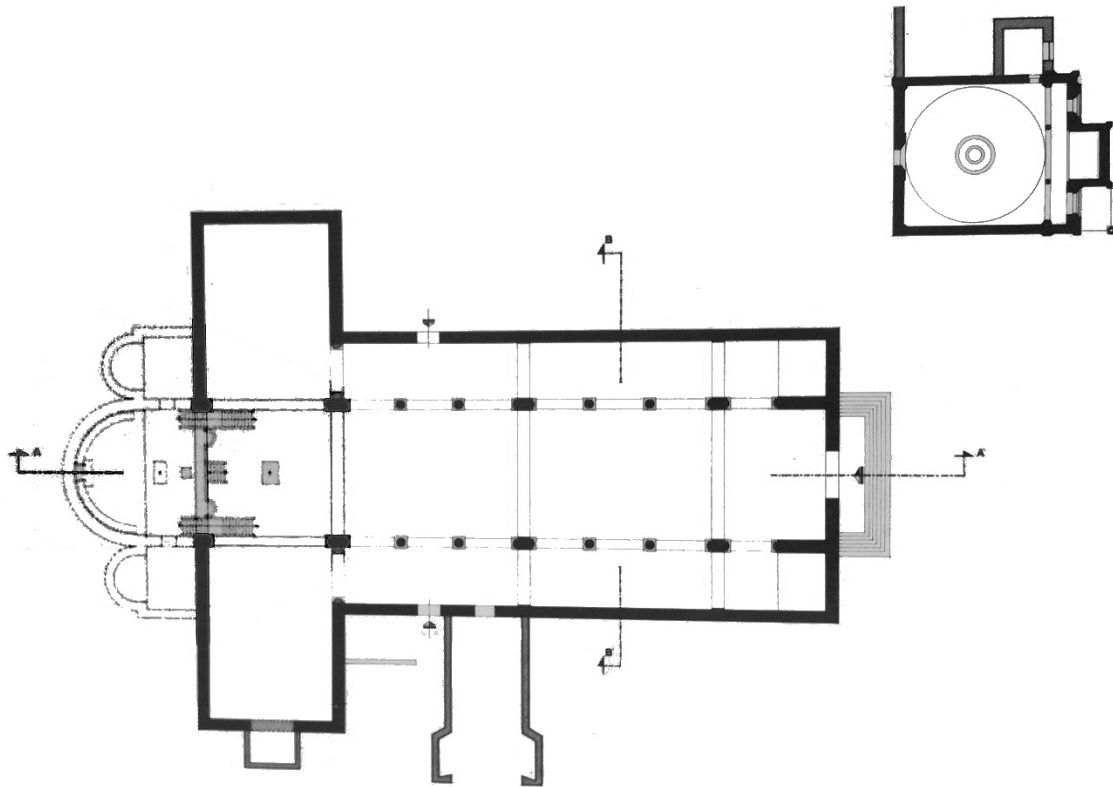


Figura 2.4 – Ricostruzione della pianta della Cattedrale romanica (Bresciani Alvarez , 1966)

Con la signoria di Francesco Novello da Carrara, alla fine del XIV secolo, iniziano i lavori di sostituzione della copertura lignea della Cattedrale con delle volte a crociera, cantiere interrotto dall'avvento della Serenissima a Padova. Nonostante diversi interventi nella Cattedrale, questa versava in uno stato avanzato di degrado. Del patrimonio artistico appartenente all'edificio precedente non si conservò quasi nulla. Con un lascito, del 26 novembre 1486, di 24.000 libbre da parte del vescovo Pietro Donato, fu possibile riprendere il cantiere precedentemente interrotto.

Alla fine del XV secolo si rese necessario, anche per volontà dei canonici, la realizzazione di un nuovo coro, che andasse ad assomigliare a quello di Bernardo Rossellino per San Pietro a Roma. Ma è solamente con l'arrivo del vescovo Francesco Pisani, nel 1547, che si parla seriamente di iniziare i lavori. Non saranno poche le discussioni che precederanno l'inizio dei lavori, come la percentuale di contribuzione da parte del vescovo e dei canonici, e la scelta finale del progetto, che ricade su quello di Andrea da Valle, in Figura 2.5 (Bresciani Alvarez, 1975), realizzato a partire dal 1552.

Intorno al 1547 il vescovo Pisani si trovava a Roma, ed ebbe modo di sottoporre il progetto del Da Valle alla visione di Michelangelo, che in quel periodo stava lavorando nella fabbrica di San Pietro. Questo progetto però, risulta così grandioso da non poter essere inglobato dalla Cattedrale romanica esistente; si rende necessario riprogettare l'intera struttura, sostituendo di fatto la Cattedrale stessa. Anche questo incarico viene affidato a Da Valle e Righetti, con progetto approvato il 13 Aprile 1552. Il nuovo impianto planimetrico è caratterizzato dalla successione di un modulo quadrato, che si dimezza in corrispondenza delle cappelle laterali, impostato su tre navate, i cui ingressi sono in asse con queste. Esternamente la facciata viene suddivisa da delle doppie paraste, che riflettono la suddivisione interna delle navate.

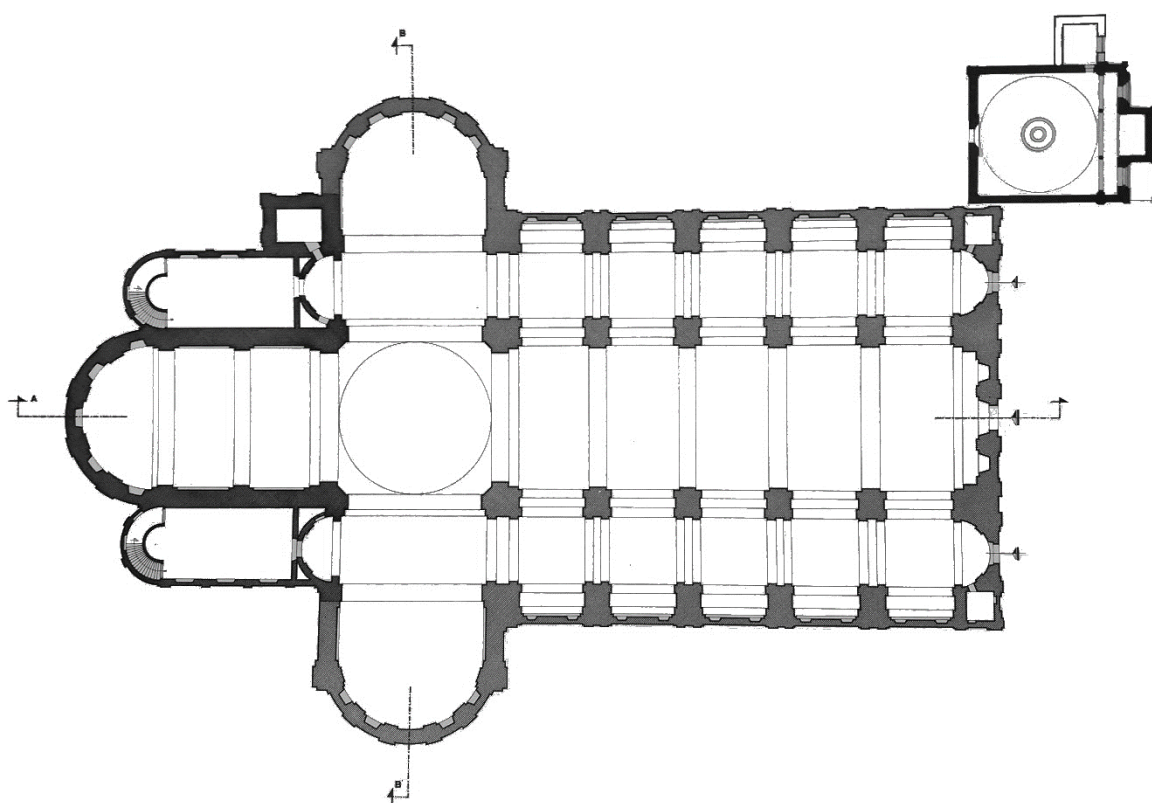


Figura 2.5 - Pianta del progetto di Andrea da Valle per la Cattedrale di Santa Maria Assunta (Bresciani Alvarez, 1966)

I lavori cominciati nel 1552 procedono a rilento, a fine del XVI secolo sono solamente al braccio settentrionale del transetto, di cui si ha notizia dell'ultimazione nel febbraio 1707. A marzo 1704 vengono definiti gli impianti delle navate, con una serie di tre cupole allineate sull'asse della navata maggiore, mentre in corrispondenza delle arcate verso le navate laterali si aprivano due cappelle. Nel giugno dello stesso anno vengono gettate le fondazioni della cappella di S. Antonio Abate; il progetto risulta cambiato rispetto a quello Cinquecentesco del da Valle. Nel 1711 i lavori procedono lungo la navata maggiore con la copertura e la realizzazione delle cappelle verso il vescovado, e man mano che si procede con l'innalzamento della nuova muratura, si demolisce quella vecchia. Frigimelica gestisce l'avanzamento dei lavori fino al 1722 (Figura 2.6), con la realizzazione di tutte le navate e anche della facciata principale, mai portata a termine. Permane il problema della realizzazione della cupola, per la quale vengono chiesti pareri al matematico Giovanni Poleni e all'architetto Giovanni Lorenzo Orsato sulla staticità della struttura. Solo nel 1755 Andrea Gloria presenta il progetto per la realizzazione della cupola al centro del transetto, modificata in parte all'intradosso dal Massari. Anche in questo caso i lavori si svolgono a rilento e solamente il 20 maggio 1765 viene affidato l'appalto dell'opera, e alla fine dello stesso anno la cupola viene portata a termine. (Bresciani Alvarez, 1975).

Confrontando la planimetria attuale (Figura 2.7) con quelle dei due ultimi progetti, rispettivamente in primo luogo quello del Da Valle e successivamente con quello di Frigimelica, risultano evidenti delle sostanziali variazioni. L'impianto del Da Valle risulta essere molto simile a quello attuale per la disposizione planimetrica degli spazi, anche se l'intera struttura risulta di dimensione minore a quella poi realizzata; è evidente la mancanza della prima cupola, che originariamente non era prevista. La planimetria del Frigimelica al contrario restituisce un impianto quasi corrispondente a quello realizzato, tranne per il nartece d'ingresso lungo la facciata principale, che non venne mai costruito. La conformazione attuale presenta in difformità ai progetti precedenti, l'allungamento dei bracci del primo transetto, a cui estremi sono state inserite due cappelle (Figura 2.8).

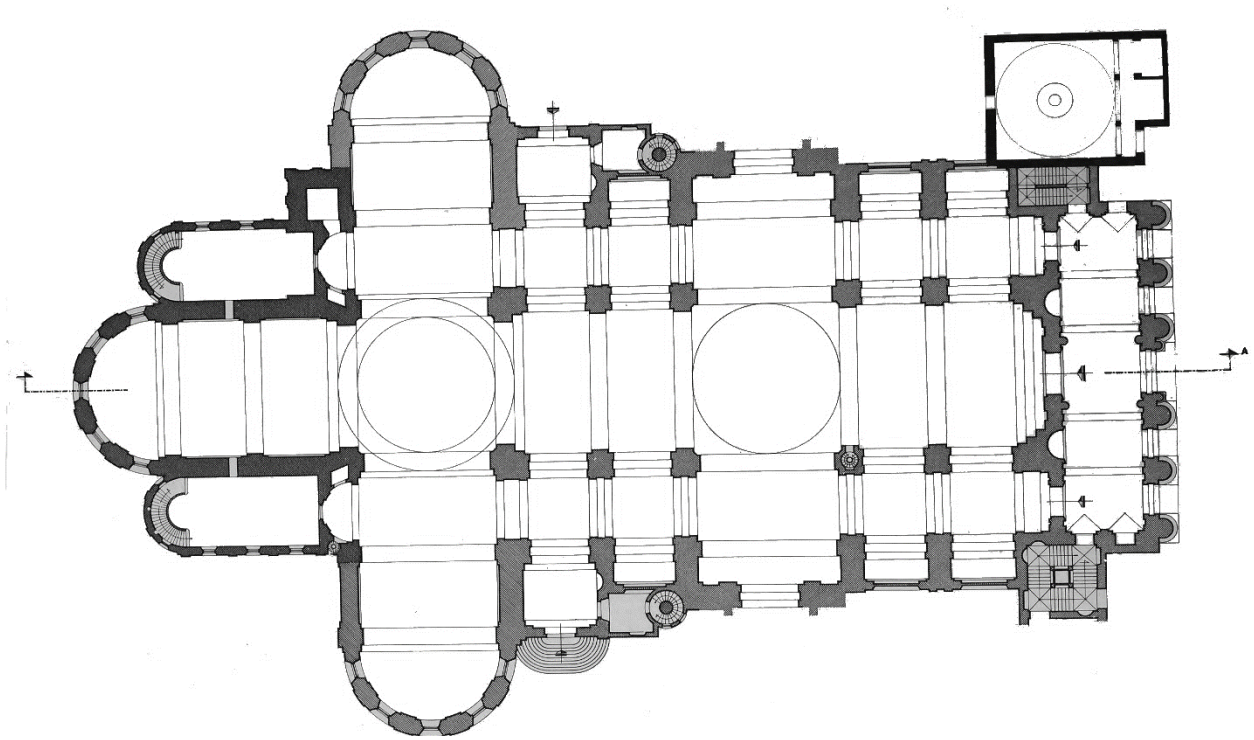


Figura 2.6 - Pianta per la Cattedrale di Santa Maria Assunta del Frigimelica (Bresciani Alvarez, 1966)

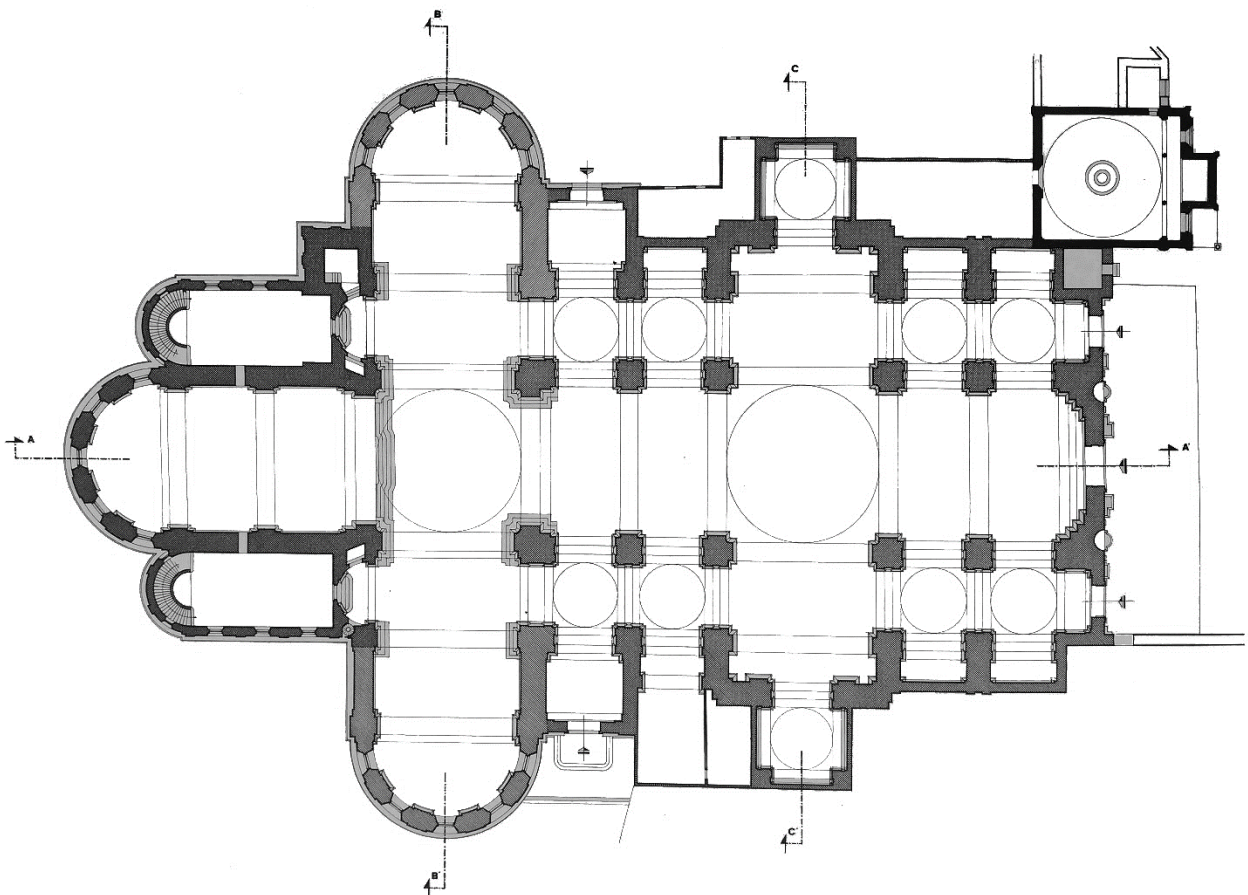


Figura 2.7 - Planimetria attuale della Cattedrale di Santa Maria Assunta (Bresciani Alvarez, 1966)

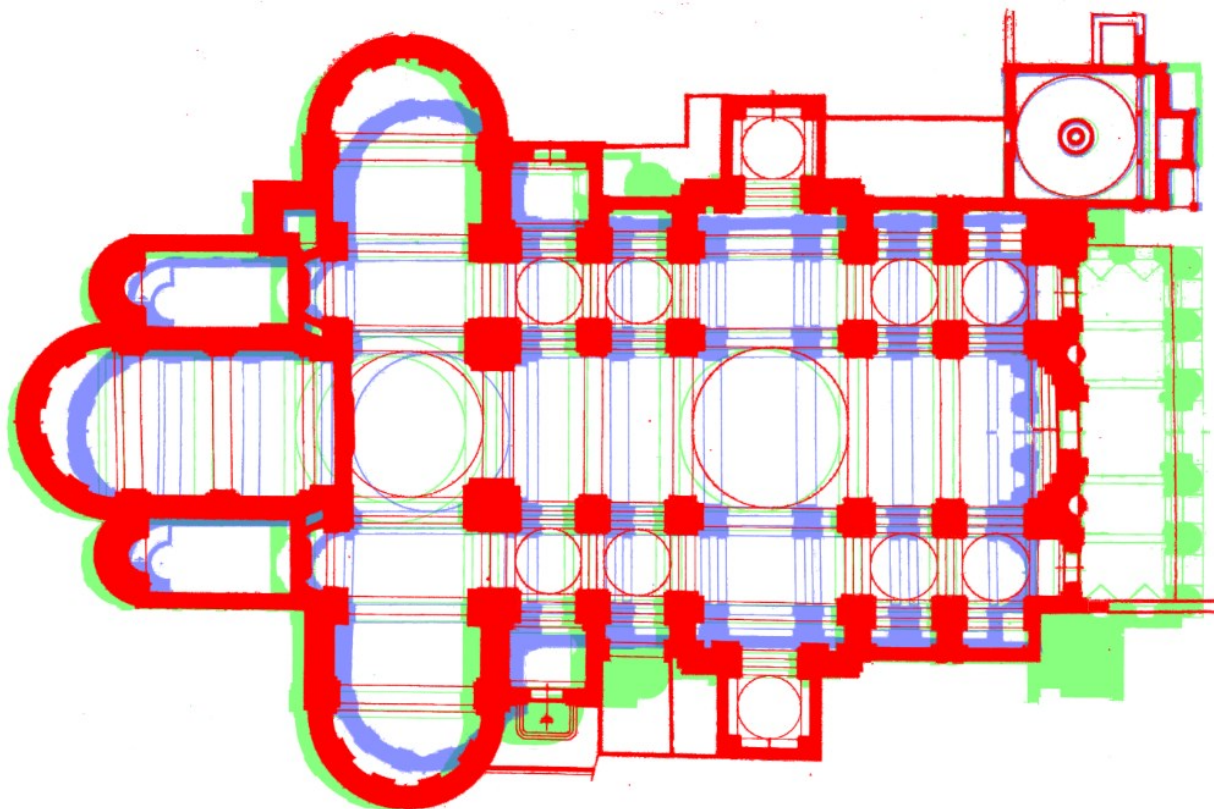


Figura 2.8 - Confronto tra pianta attuale (rosso), Frigimelica (verde), Da Valle (blu)

2.1.4 Fondazione del Battistero

La data di fondazione, individuata per il Battistero attuale, è il 1260, sulle fondamenta di un precedente Battistero. Questa data viene confermata anche dal Portenari e dal Rossetti, che riprendono la cronaca del Calderio del 1260⁹. Ma gli avvenimenti politico-culturali dell'epoca hanno messo in discussione le interpretazioni delle cronache del tempo, lasciando un dubbio sulla data di fondazione dell'edificio che viene adottata da tradizione.

Pochi anni prima del 1260, vi era stata la liberazione della città di Padova dai tiranni degli Ezzelini, con un vero e proprio massacro della famiglia (Meneghesso, 1934). In seguito a questo avvenimento nella città ci furono una serie di pellegrinaggi per chiedere pace ed espiare le colpe dell'avvenuto, con l'entrata a Padova dei *Disciplinati di Gesù Cristo*¹⁰ in data 10 novembre 1260. Ed è dagli *Annales Patavini* che si estrapolano le informazioni che contribuiscono al formarsi di due fronti, uno che converge sulla fondazione del Battistero nel 1260 (Portenari, Salomonio) e l'altro invece precedente a quell'anno (Muratori, Guiotto, Gasparotto). Il dibattito si basa sul riporto di tale avvenimento da parte di diverse cronache, per esempio quella del Calderio, sulla quale si basa il Portenari, e che fa riferimento sempre agli *Annales Patavini*.

«Hoc tempore quoque Patavii quarto idus novembris, Baptisterium apud templum maximum, Patavii Pretore Marco Quirino Veneto Inchoatum fuit» (Gasparotto, 1964)

Cesira Gasparotto (1964) si occupa di confrontare le redazioni degli *Annales Patavini* nelle diverse redazioni, latine e volgari secondo diversi codici (Zabarella, Ambrosiano D, codice latino). Quello che emerge è

⁹ Si è visto in altri volumi come Calderio abbia trascritto in maniera differente il documento originale, e abbia travisato probabilmente il significato che Baptisterium ha in quel caso, ossia sia sinonimo di verberationis.

¹⁰ Anche detti verberati

l'interpretazione che si è dato alle frasi «*incaepit factum verberationi*»¹¹ e «*incepit baptisterium*»¹². Per il Dondi dall'Orologio significa l'inizio della fabbrica del Battistero, mentre per il Muratori è riferito allo svolgersi dei pellegrinaggi all'interno della città, considerando la parola *baptisterium* un sinonimo di *verberatio/verberationis*. Infatti, confrontando gli *Annales patavini* nei quattro codici papafavio-corradino, e analizzandone le parole attentamente, non vi è un riferimento alla costruzione del Battistero, ma all'entrata in città dei *verberati*, che flagellandosi compivano il *batibati*, e da lì si assimila il *batisterium* all'azione di *batimentum* (Gasparotto, 1964).

La Gasparotto si delinea quindi tra le fila di chi sostiene una fondazione del Battistero precedente al 1260, rimarcando la presenza di un documento, riportato anche dal Dondi¹³, in cui si descrive la consacrazione dell'edificio. Sostiene che la frase «*...dedicavimus et consecravimus Altare sancti Johannis baptiste Maioris ecclesiae paduane*», faccia in realtà riferimento alla consacrazione del 18 agosto 1281 dell'altare dedicato a San Giovanni Battista presso la Cattedrale (Gasparotto, 1964). Quel che risulta ora in disaccordo è che all'interno della chiesa non è presente un altare dedicato al Battista, ma bensì all'Evangelista, per cui nel documento probabilmente ci si riferiva all'altare presente nel Battistero (Bresciani Alvarez, 1977). Si ipotizza quindi che questo sia stato costruito tra il 1259 e 1281, grazie a un documento del 1259 classificato come *ante baptisterium* (Meneghesso, 1934), che quindi starebbe a significare redatto prima della costruzione del Battistero. Oltre alla data di fondazione, non si hanno altre informazioni riguardo il progetto e la costruzione dell'edificio.

Sarà con l'avvento della famiglia dei Carrara, e più in particolare grazie a Fina Buzzacarini, moglie di Francesco il Vecchio, che il Battistero verrà trasformato nel mausoleo della famiglia, assumendo la conformazione come in Figura 2.9. Fina fa eseguire diversi lavori di modifica al Battistero, per adeguarlo alla decorazione che aveva idealizzato. Il 22 settembre 1378 Fina redige il suo testamento, in cui precisa che la sua tomba dovrà essere collocata nel Battistero di nuovo decorato; il 4 ottobre seguente muore. Si deduce quindi che già da tempo Fina aveva progettato la sua più grande impresa, già dal 1375 (Kohl, 1989), decorazione che era stata affidata a Giusto de' Menabuoi e iniziata probabilmente già nel 1376. Dopo la morte, nel 1378, la tomba di Fina viene posizionata sopra l'ingresso ovest del Battistero.

¹¹ Redazione latina del codice Zabarella

¹² Redazioni latine dei codici Papafavio, Corradino, Molineo e Ambrosiano D

¹³ Dondi dall'Orologio, *Dissertazione VII*, cit., p. 103 154

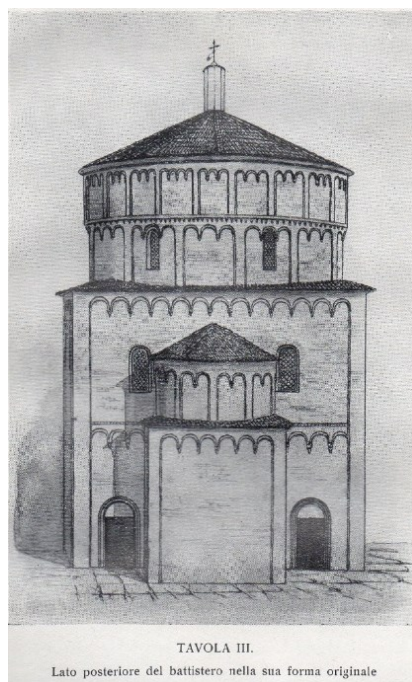


Figura 2.9 - Tavola III, lato posteriore del battistero nella sua forma originale (Angelo Meneghesso, 1934)

Qui nasce un'altra controversia, tra chi afferma che la tomba di Fina e Francesco fosse la stessa (Bellinati, 1989), quella posta sopra l'ingresso a ovest, e chi invece colloca la tomba di Francesco il Vecchio al centro della struttura, al posto del fonte battesimale. Tradizionalmente la tomba di Francesco, morto nel 1393, viene collocata al centro del Battistero (Bellinati, 1975), sorretta da colonne in marmo rosso, di cui ad oggi sono conservati al Museo Civico degli Eremitani due grifi e due leoni che le sostenevano (Bellinati, 1989).

Ma la signoria dei Carraresi, dopo la morte di Francesco il Vecchio, dura solamente per pochi anni. Infatti nel 1405 i veneziani conquistarono Padova, eliminando negli anni successivi tutti i riferimenti alla famiglia, compresi i monumenti funebri di Fina e Francesco (Bellinati, 1975). Nel 1409 i monumenti risultano già demoliti e molti pezzi furono addirittura venduti (Bellinati, 1989). Fu incaricato Giovanni di Firenze di eseguire alcuni interventi di manutenzione al Battistero, tra cui alcuni lavori alla copertura e il ripristino del fonte battesimale nel 1443 (Bellinati, 1975).

2.1.5 Giusto de' Menabuoi nel Battistero

Giusto de' Menabuoi nasce a Firenze e si forma in ambiente lombardo, dove realizza una delle sue prime opere nel tiburio dell'Abbazia di Viboldone nel 1349. Già in età giovanile risulta essere presente anche a Padova, dove rimane influenzato dalle opere di Giotto (Spiazzi, 1994). Entra nella corte dei Carrara sicuramente dopo la morte del Guariento, diventando così il nuovo pittore di corte. Nel 1370 attesta la sua presenza in città, con un primo lavoro nella cappella Cortellieri agli Eremitani, finita di costruire proprio quell'anno, per cui precedente alla decorazione del Battistero (Kohl, 1989).

In maniera ufficiale il nome di Giusto compare in un documento del 1373, quando riceve 60 ducati per la decorazione della cappella di Enrico Spisser agli Eremitani. Da un altro documento, il 26 aprile 1375, Giusto risulta risiedere presso la contrada Scalona, ed è già stato insignito della cittadinanza padovana da parte di Francesco il Vecchio (Kohl, 1989). Da un contratto del 18 agosto 1377 appare invece abitare in contrada del Duomo, segno che probabilmente stesse lavorando alla decorazione del Battistero, e vi risiede fino alla sua morte (Meneghesso, 1934).

L'inizio dei lavori al Battistero è ipotizzato intorno agli anni 1375 e 1376, ma non sono presenti documenti ufficiali che ne decretino l'inizio e la durata. Non vi è nemmeno un documento che attesti l'incarico a Giusto.

Dal suo testamento emerge che volesse essere sepolto all'interno del Battistero, e pare che per un periodo questa sua volontà sia stata rispettata (Kohl, 1989).

I dipinti che realizza all'interno sono divisi in varie fasce; sulla cupola è rappresentato Cristo circondato da angeli e santi; nel tamburo vi sono le storie della genesi; nei pennacchi gli evangelisti e i profeti; su tre pareti viene raccontata la storia di Cristo, mentre sulla quarta quella di San Giovanni Battista; nell'abside e nella cupola minore la Pentecoste e nelle pareti sottostanti ben 49 rappresentazioni dell'apocalisse (Spiazzi, 1994), in cui inserisce anche diversi monumenti padovani, tra cui il Santo e probabilmente anche il Battistero stesso (Lorenzoni, 1989).

2.2 Interventi

2.2.1 Interventi Trecenteschi

Durante il XIV secolo, con la conversione del Battistero in mausoleo della famiglia Carrara su commissione di Fina Buzzacarini, furono effettuati alcuni interventi di adeguamento dell'edificio alla nuova funzione. Uno fra tutti l'innalzamento del tamburo per ampliare la cupola, probabilmente su richiesta di Giusto, in modo da avere maggior spazio per i dipinti; questo è visibile esternamente osservando i due ordini di archetti romani a decorazione del tamburo. Sul registro superiore risultano sfalsate le lesene di separazione tra gli archetti rispetto a quelle del registro inferiore (Lorenzoni, 1989). Venne murato l'ingresso all'aula posto a sud, che collegava l'ambiente direttamente alla Cattedrale; venne murata anche la finestra della parete absidale, ma ne venne aperta una gotica nella parete ad essa trasversale. Una finestrella del tamburo fu risarcita e ridotte le dimensioni degli ingressi a ovest e a est, con il medesimo obiettivo di aumentare la superficie affrescabile (Bellinati, 1975). Un ampliamento del Battistero fu eseguito costruendo a nord dello stesso un ambiente adibito a sacrestia. Gli interventi descritti precedentemente sono sicuramente stati eseguiti prima dell'intervento di Giusto, in quanto i dipinti sono adeguati alle variazioni che l'edificio ha subito.

La loggetta presente a sud-est, che ancor oggi ricopre l'ambiente d'accesso, pare esser stata costruita in epoca successiva rispetto alla struttura primaria, in occasione della costruzione all'interno del Battistero della tomba di Francesco il Vecchio, e risale quindi sicuramente a dopo il 1393, visibile in Figura 2.10 (Badan & Squassina, 2008).

Nel lato ovest dell'edificio, all'epoca, vi era il chiostro dei canonici, che era un vero e proprio punto di raccordo tra Cattedrale e Battistero, e si affacciava sulla canonica. La sua costruzione sembra aver origine tra il X e XI secolo, in quanto viene nominato in un documento del 1064 (Brogiolo, 2009); secondo altre ipotesi invece esso risalirebbe all'inizio del XIV secolo, poiché per realizzarlo fu necessario scanalare i mattoni della facciata ovest del Battistero (Bellinati, 1975). Quest'ultima ipotesi risulta convincente, infatti, nel prospetto ovest dell'edificio battisteriale sono ancora oggi presenti degli archi risalenti proprio al chiostro dei canonici. Prima della costruzione della nuova Cattedrale, l'ingresso al Battistero avveniva attraverso il chiostro e tramite la porta nel prospetto ovest, ma con la costruzione della nuova Cattedrale il chiostro venne distrutto, e l'ingresso inglobato all'interno di essa (Meneghesso, 1934).



Figura 2.10 - Cattedrale e Battistero nel 1900 c.a. (Saalman, 1987)

2.2.2 Altri interventi

Dalle foto storiche di fine 1800 e inizio 1900 appare a nord-est del Battistero un corpo aggiunto, in Figura 2.11, corrispondente a quello posizionato a sud-est. Infatti, sicuramente entro il XVI secolo venne costruito un secondo portichetto, simmetrico al primo, che però venne tamponato probabilmente entro il 1814, come riporta una data rilevata sull'architrave della porta di accesso.

Un altro intervento realizzato sul Battistero, ma con datazione non certa, è stata la rifodera della parete absidale esterna, che andava a ricoprire la decorazione degli archetti pensili e alcuni resti di affreschi trecenteschi, di cui le sinopie sono ancora leggermente visibili sulla parete. Questa rifodera venne rimossa con gli interventi del secondo dopo guerra (Pezzetta, 2019).



Figura 2.11 - Il Battistero di Padova in una foto di fine Ottocento (Tuzzato, 2019)

2.2.3 Restauro dei dipinti

Il restauro dei dipinti è un tema che accompagna il Battistero fin dal XV secolo. Infatti, già nel 1443 furono sottoposti ad un intervento di restauro; il risultato che si ottenne fu una generale deturpazione delle figure, tanto da cambiarne i connotati originali. (Pezzetta, 2019). Questo fa pensare però, che fin da poco dopo la loro esecuzione, gli affreschi subirono l'azione degradante dell'umidità, se solo dopo poco più di 50 anni hanno avuto necessità di un tale intervento.

È noto, infatti, che furono molti gli interventi di risanamento del tetto, già all'inizio del XIV secolo. Nel 1307 vengono svolti dei lavori di ristrutturazione del tetto. Un altro intervento è segnalato nel 1410, 1433 e 1456, tutti di sistemazione della copertura. Altri interventi sono nel 1457, 1474 e tra il 1499 e 1508, ma nel 1520 la copertura è già rovinata e danneggiata in molti punti. Altri interventi vengono svolti nel 1531, 1544, 1569 e 1610 (Bellinati, 1989).

Fu nel 1806 che venne incaricato Luca Brida per restaurare gli affreschi, fortemente degradati; l'intervento si dimostrò molto aggressivo, a tal punto da alterare completamente i dipinti originali e anche a ridisegnarne intere figure. Infatti, fu soggetto a molte critiche da parte di molti personaggi del XIX secolo (Spiazzi, 1989). È evidente che i dipinti dovessero risultare molto rovinati dal tempo, a causa soprattutto dell'umidità impregnata nella muratura a causa della presenza di grandi fessure.

Fu subito chiaro che intervenire unicamente sui dipinti non era sufficiente, ma era necessario agire alla base del problema, cioè l'umidità. Infatti, nel 1892 il Bertolli fu chiamato ad intervenire nuovamente sui dipinti, e li trovò interamente intrisi d'acqua e quindi a grave rischio. Propose quindi un intervento di fissaggio degli intonaci con iniezioni di cemento e grappe in rame, ma senza seguito. Nel 1902 è Giovanni Zennaro a riproporre un intervento per salvaguardare i dipinti, ma nuovamente non viene eseguito (Spiazzi, 1989).

2.2.4 Interventi post-bellici



Figura 2.12 - Foto storica della Cattedrale dopo lo scoppio della bomba, I Guerra Mondiale

Il 30 dicembre 1917 una bomba cade sulla Cattedrale, provocando il crollo della parte superiore della facciata e della prima volta della navata centrale, visibile in Figura 2.12. Il danno viene riparato nel minor tempo possibile per poter rendere utilizzabile l'edificio (Gamba, 1977). Dall'archivio della soprintendenza si evince che nel 1918 era stato chiesto un preventivo per riparare i danni causati al Battistero per la caduta delle macerie della Cattedrale su di esso; solo così si arriva a conoscenza che vi erano danni al coperto e alle finestre (Pezzetta, 2019).

Anche durante la Seconda Guerra Mondiale il complesso viene bombardato; l'8 febbraio 1944 una bomba cadde a 7 metri dall'abside della Cattedrale provocando la rottura di tutte le vetrate. Il 22 marzo, due bombe colpiscono la Cattedrale, una sempre in facciata (Figura 2.13 a), l'altra perforò il tetto scoppiando internamente e provocando moltissimi danni a causa dello spostamento d'aria creatosi. I danni furono ingenti, il crollo di un terzo della facciata, il crollo della prima cupola e di buona parte della copertura. Nella stessa incursione una terza bomba scoppia vicino al Battistero (Figura 2.13 b), demolendone la sacrestia e mettendo a rischio la statica dell'edificio (Gamba, 1977) . Infatti, il portichetto tamponato a nord crolla, la cupola dell'abside è

sottoposta a una rotazione al limite del crollo, e in tutta la struttura si aprono lesioni molto importanti, tanto da causare il distacco di pezzi di intonaco, mettendo così a serio rischio anche gli affreschi.

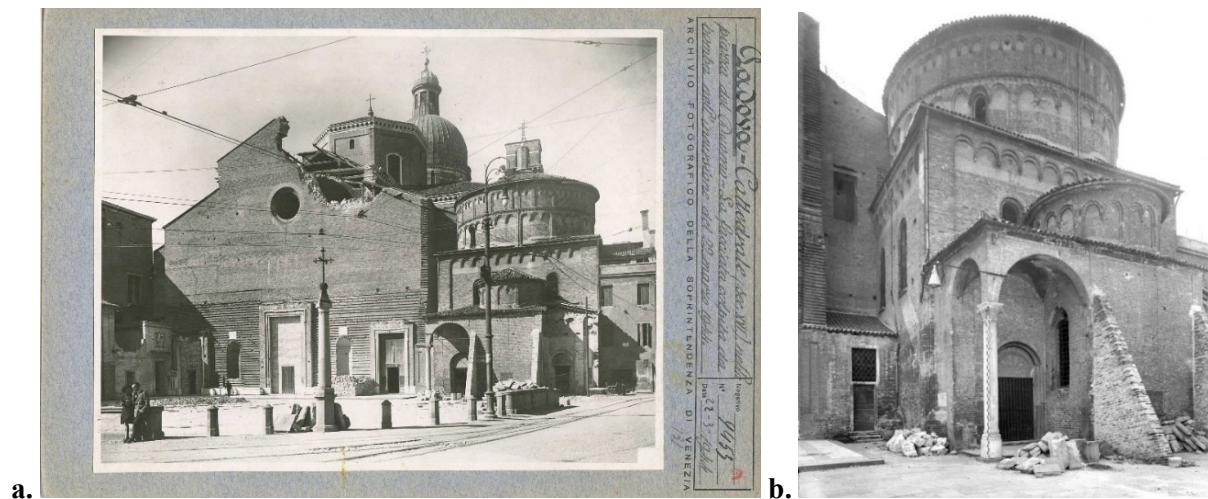


Figura 2.13 - a. Foto storica della Cattedrale dopo lo scoppio della Bomba della II Guerra Mondiale; b. Contrafforti realizzati, dopo lo scoppio della bomba a sostegno dell'abside del Battistero

Gli interventi sono tempestivi, e per la prima volta ci si rende conto che il Battistero e gli affreschi che custodisce devono essere salvaguardati, per cui da qui in avanti iniziano molteplici interventi di restauro.

Anche in questo caso la facciata della Cattedrale viene ricostruita in breve tempo, dando priorità agli interventi di emergenza. Per quanto riguarda il Battistero vengono realizzati due contrafforti di supporto all'abside e poi un fissaggio degli intonaci con del mastice, lo stacco parziale degli affreschi e il rinforzo delle sottofondazioni con calcestruzzo (Tuzzato, 2019). Anche alcune parti della muratura vennero ricucite con calcestruzzo, come per esempio nella parte interna del tiburio vennero create tre tasche di calcestruzzo non armato di larghezza

130 cm e altezza 30 c circa. Dalla documentazione del dopoguerra sembrerebbero essere stati eseguiti anche dei cordoli alla base del tiburio della cupola e del cupolino, ma non si è certi in quanto le indagini eseguite recentemente non hanno evidenziato la presenza di ferri di armatura, escludendo quindi l'ipotesi della realizzazione di tali interventi.

La copertura del tiburio venne rifatta con la sostituzione anche dell'anello di muratura perimetrale, insieme a quella al di sopra del cupolino dell'abside minore. Vennero apposte larghe "morse" sulle pareti dell'abside per compattarlo e riportarlo a una struttura il più unitaria possibile. Questo intervento fu reso più efficace dalla rimozione della rifodera esterna che ricopriva la muratura originaria, riportando alla luce degli affreschi trecenteschi, come anticipato nel Paragrafo 2.2.2.

2.2.5 Interventi della seconda metà del XX secolo

Un'evidente causa di degrado che affligge il Battistero, già evidenziata nel Paragrafo 2.2.3, è l'umidità e nel 1954 i dipinti risultano essere in una condizione pessima. Si tenta di risolvere il problema installando un sistema elettro-osmotico, che non dà alcun risultato (Spiazzi, 1989).

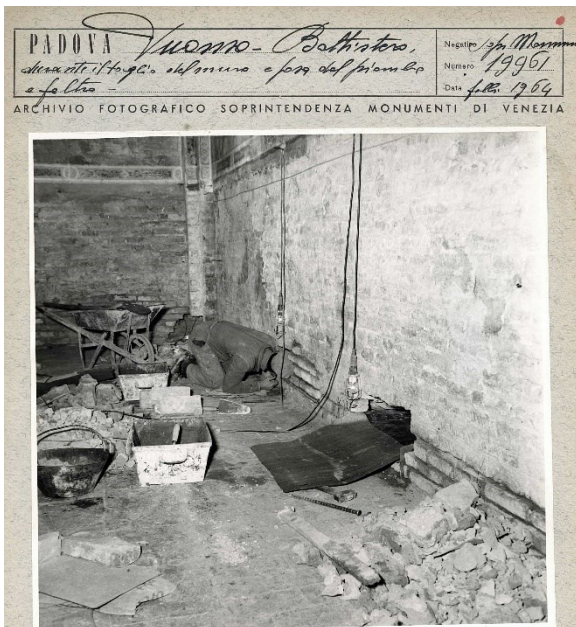


Figura 2.14 - Inserimento della lastra in piombo, 1964

Nel 1963 si tenta un altro intervento, con l'inserimento di una lastra di piombo continua e doppio strato di cartone catramato, dello spessore di 3 mm, ai piedi della muratura, per arginare il problema dell'umidità di risalita, provvedendo a sostituire anche la base della muratura per l'intero perimetro dell'edificio, come illustrato in Figura 2.14. Venne realizzato anche il risanamento del sottofondo del pavimento con il getto di una soletta in calcestruzzo (Spiazzi, 1989).

Negli anni dal 1973 al 1984 si procede al restauro degli affreschi, con lo stacco di varie porzioni e con la rimozione delle aggiunte apportate dal Brida nel restauro di inizio XIX secolo. In occasione viene ritenuto opportuno trattare la superficie esterna del Battistero con un idrorepellente, in modo da proteggere la struttura dall'assorbimento di ulteriore umidità. Nel 1976 vengono rinnovate le grondaie e nel 1979 viene effettuato il risanamento delle murature esterne (Spiazzi, 1989). Il fenomeno dell'umidità

continuava ad essere un problema per la struttura, così vennero svolte delle indagini microclimatiche all'interno del Battistero per studiare più a fondo il fenomeno. Furono svolti dei carotaggi in tutte e quattro le pareti perimetrali, analizzando la muratura. Quello che è emerso è che la presenza della lastra in piombo aveva avuto un effetto positivo, perché la presenza di umidità per risalita capillare era sostanzialmente quasi assente. D'altro canto, però, quella assorbita dalla muratura esterna attraverso l'esposizione a pioggia battente della muratura, anche a tratti danneggiata, con la presenza della lastra era impossibilitata a migrare verso il basso, fermandosi al livello di inserimento dell'intervento. Pertanto, tale intervento si può ritenere positivo, soprattutto a beneficio degli affreschi, ma contenente delle problematiche intrinseche (Spiazzi, 1989). Sarà anche a seguito di tali indagini che verrà deciso di trattare la superficie esterna con un idrorepellente, come anticipato precedentemente.

Dal 1980 al 1982 vengono staccati gli affreschi in basso della parete sud, già precedentemente restaurati dallo Steffanoni negli anni '30, mettendo in evidenza il portale tamponato nel XIV secolo (Spiazzi, 1989).

Tra il 2008 e il 2010 venne eseguita un'ampia campagna di indagini e rilievi, e nel restauro del 2012 vennero sistemati la cupola maggiore e il tamburo, dove risultò evidente come le lesioni si concentrassero all'imposta

2. Analisi storica e interventi pregressi

della cupola, alcune delle quali precedentemente risarcite con resine acriliche. La presenza di lesioni, quasi totalmente appartenenti alla II Guerra Mondiale, provocò nel tempo degli spostamenti e deformazioni dei lembi murari, portando a un lieve allargamento della base d'imposta della cupola (Pezzetta, 2019).

3 Percorso di conoscenza

In questo capitolo viene presentato il percorso di conoscenza per lo studio della Cattedrale e del Battistero: rilievo geometrico e fotografico, strutturale e critico del danno/degrado e la raccolta degli esiti delle indagini diagnostiche eseguite con prove sia di tipo non-distruttivo che mediamente distruttivo.

3.1 Battistero

3.1.1 Rilievo geometrico e fotografico

Ad oggi il Battistero si presenta con una struttura a pianta quadrangolare ed è coperta da una cupola (Figura 3.5 c) racchiusa esternamente in un tamburo cilindrico. Nella facciata est (Figura 3.4 a) è presente un piccolo portico d'ingresso, che risale a un'epoca successiva a quella di fondazione del Battistero; a fianco di esso si trova l'abside, la quale è coperta da un cupolino, sempre racchiuso in un tamburo. L'edificio fa parte di un aggregato, infatti confina con la Cattedrale, con cui condivide parte della parete sud, mentre a nord vi sono delle adiacenze adibite ad abitazioni private, modificate più volte nel corso dei secoli e ad oggi prendono la conformazione come in Figura 3.3.

Di seguito vengono riportate le piante (Figura 3.1), prospetti (Figura 3.3) e sezioni (Figura 3.2) dell'aggregato considerato come oggetto di studio. Gli elaborati sono frutto di un'unione del rilievo laser scanner eseguito in luogo da LAIRA S.r.l. e della riproduzione 3D del complesso eseguita dalla scrivente. Questa unione ha permesso di avere un prospetto unitario della schiera di edifici che compongono l'aggregato.

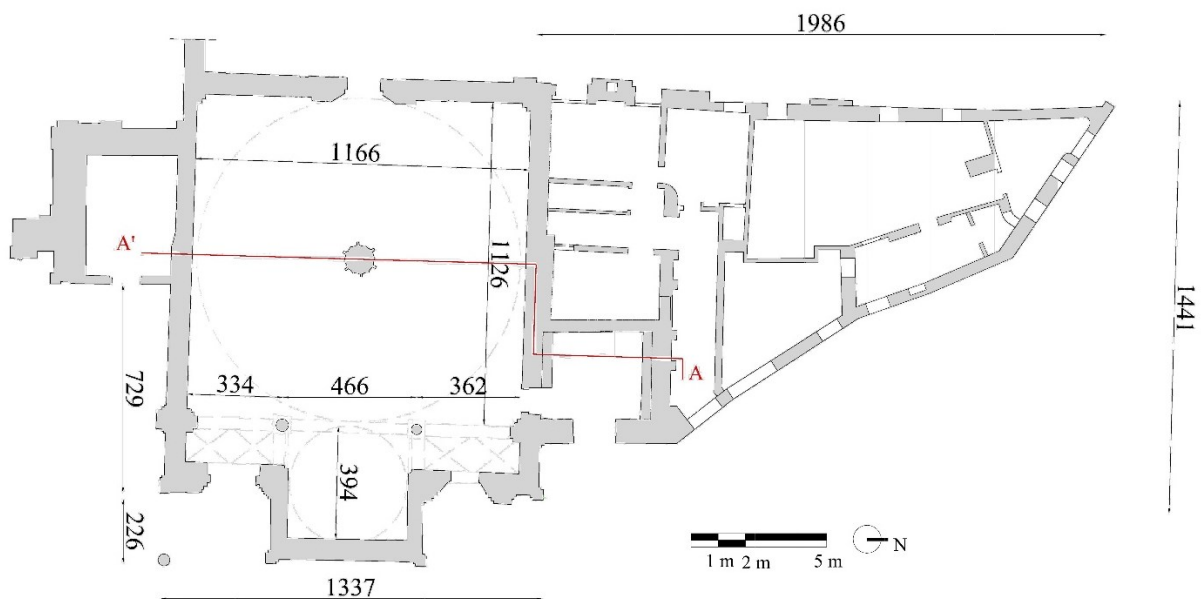


Figura 3.1 - Pianta del Battistero e delle adiacenze a nord (LAIRA S.r.l.)

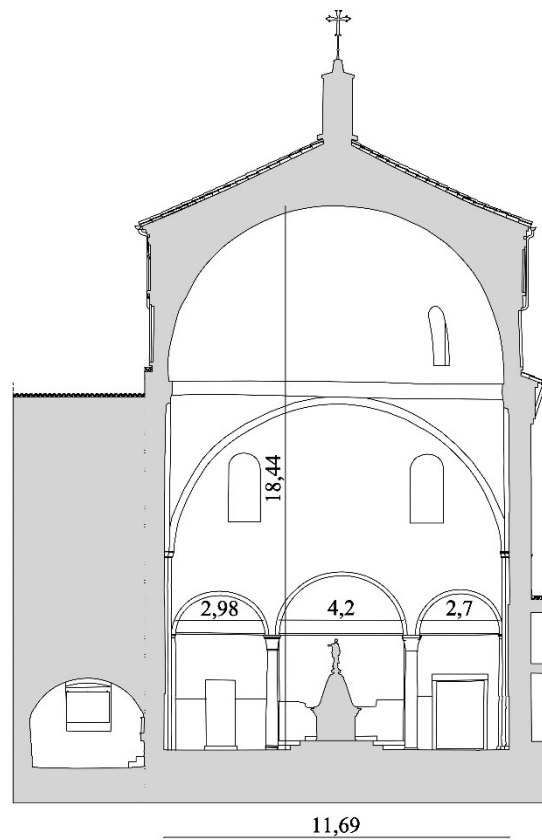


Figura 3.2 - Sezione del Battistero (LAIRA S.r.l.)



Figura 3.3 - Prospetto est del complesso (prospetto della Cattedrale da (Camazzola, 2005))



Figura 3.4 - a. Prospetto Est Battistero; b. Prospetto Sud Battistero; c. Prospetto Nord Battistero

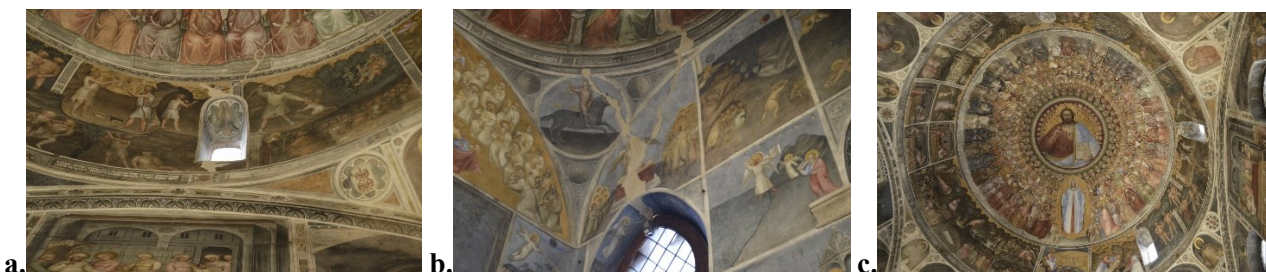


Figura 3.5 – a. Imposta della cupola; b. Pennacchio dell'abside; c. Cupola principale



Figura 3.6 – Pennacchio della cupola principale; b. Arcate e fonte battesimale; c. Cupola dell'abside

3.1.2 Rilievo strutturale

Nel percorso di conoscenza dell'edificio, la comprensione della sua composizione strutturale è di fondamentale importanza, soprattutto in relazione al valore del ciclo di affreschi presenti. L'identificazione dei materiali e degli elementi strutturali sono fondamentali per identificare i comportamenti meccanici, globali e locali.

3.1.2.1 Strutture verticali

La struttura verticale del Battistero è costituita da quattro pareti in mattoni pieni e malta di calce, di spessore corrispondente a circa 70 cm, che compongono l'aula e sostengono gli elementi superiori. Di maggior interesse

risulta la parete est, che affaccia sulla piazza, in quanto è caratterizzata alla base da tre archi sorretti da colonne; tale parete rispetto alle altre presenta uno spessore minore, pari a 42 cm. L'arco centrale è di maggior ampiezza e collega direttamente alla zona absidale, dove è collocato l'altare del Santo.

3.1.2.2 Volte e cupole

Le principali strutture orizzontali del Battistero sono costituite da cupole e volte in mattoni pieni. L'aula principale è coperta da una cupola a tutto sesto in muratura, che si raccorda alle pareti perimetrali tramite quattro pennacchi posti agli angoli. L'abside è a sua volta coperta da un cupolino su quattro pennacchi, ed entrambe le cupole sono racchiuse esternamente da un tamburo circolare (Figura 3.7). Lo spazio di raccordo delimitato dagli archi laterali è coperto da una serie di due volte a crociera sempre in mattoni, mentre la sagrestia posta a nord dell'aula si trova a un livello leggermente inferiore al piano di calpestio ed è voltata a botte, con orditura parallela al muro del Battistero. La loggetta esterna, da cui si accede alla struttura, è invece voltata a crociera.

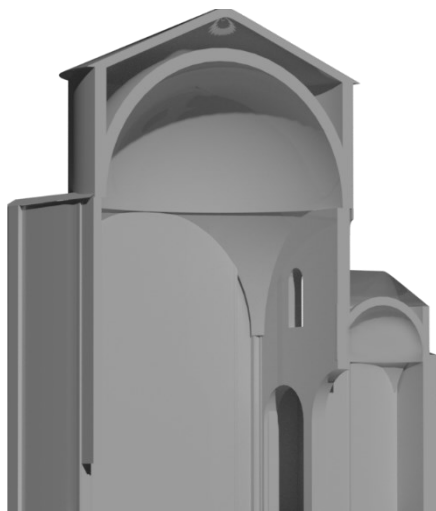


Figura 3.7 - Spaccato assonometrico del Battistero

3.1.2.3 Strutture di copertura

Le coperture sovrastanti sia la cupola maggiore che il cupolino dell'abside sono costituite da travi lignee disposte radialmente che sorreggono, attraverso l'orditura minuta, uno strato di piastrelle in cotto, guaina impermeabile e il manto di copertura in coppi di laterizio (Figura 3.8).

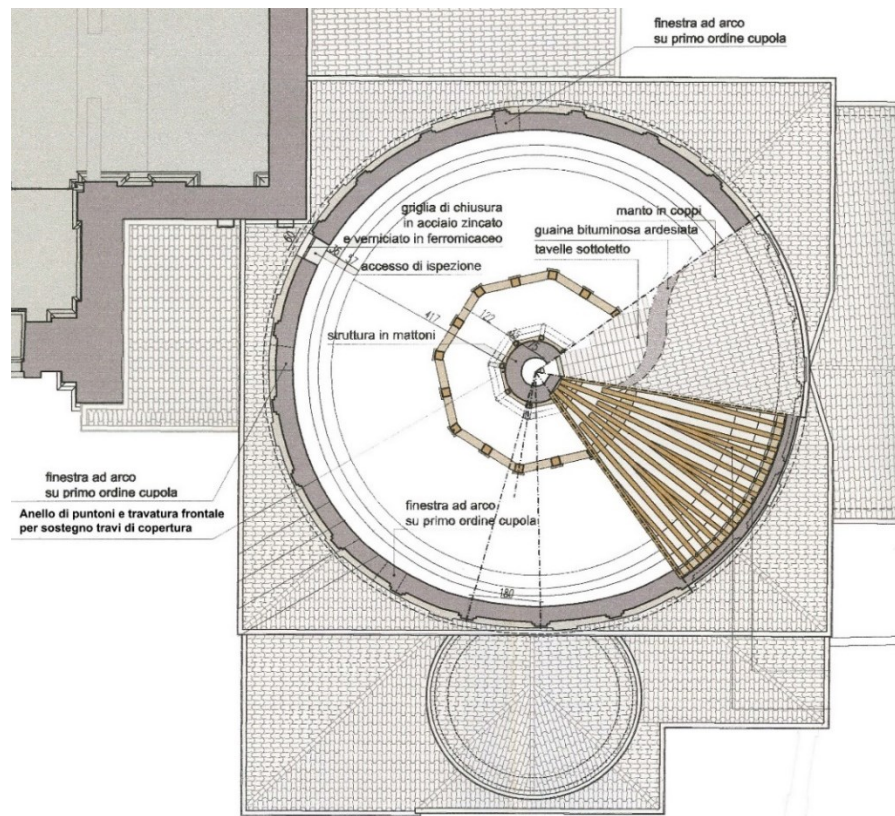


Figura 3.8 - Orditura della copertura della cupola maggiore

3.1.2.4 Materiali

La struttura del Battistero è costituita da muratura in mattoni pieni con un basamento in pietra¹⁴, come visibile anche esternamente in quanto la superficie è priva di intonaco. Da alcune sezioni del rilievo di Pezzetta (2019) si evince che le fondazioni possano essere a scarpa sempre in mattoni. La cupola è costituita da muratura. (Figura 3.9).

¹⁴ Il basamento visibile nel prospetto est si suppone possa essere parte della prima costruzione del Battistero, o addirittura della struttura del Battistero precedente a quello odierno

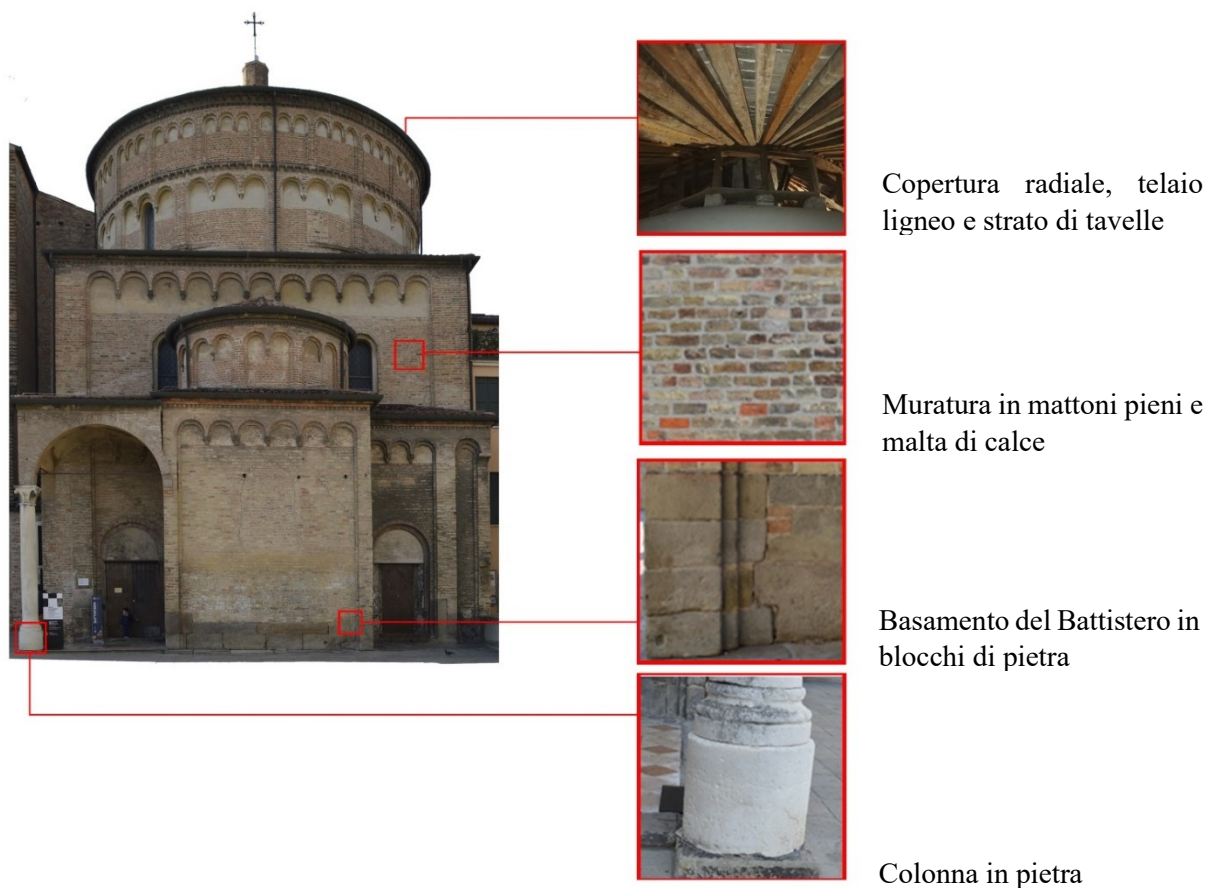


Figura 3.9 - Localizzazione dei materiali

3.1.2.5 Qualità muraria

Il primo pannello murario, in Figura 3.10 a, considerato misura 100x100 cm è posizionato esternamente, nella parte inferiore del prospetto est del Battistero e corrisponde alla muratura più antica presente nella struttura, essendo parte dell'inizio del cantiere o dei resti di un battistero precedente.

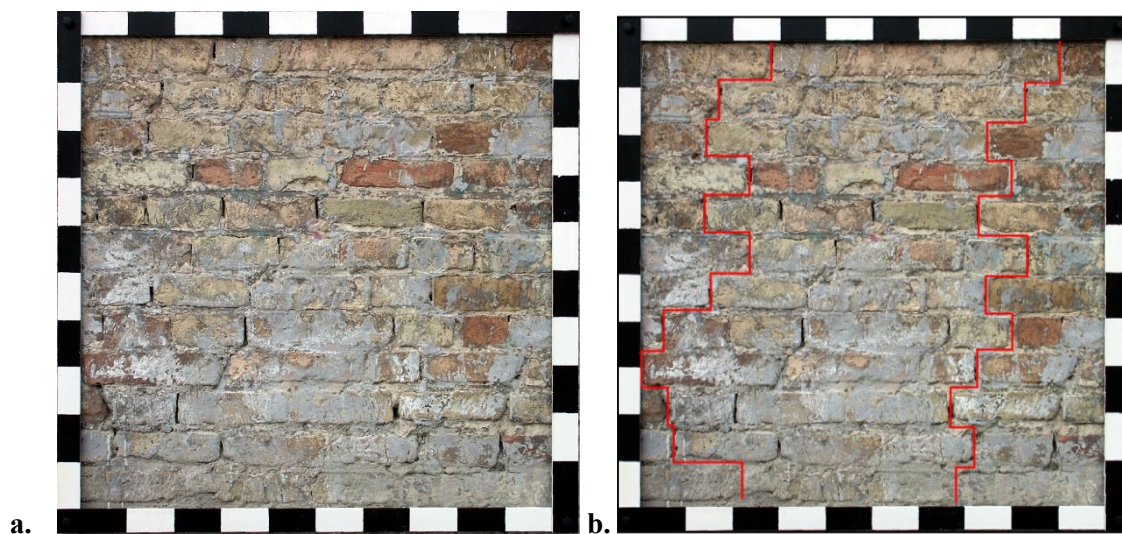


Figura 3.10 - a. Pannello di studio; b. Linee di minimo tracciato

Vengono tracciate le linee di minimo tracciato, rappresentate in Figura 3.10 b, per valutare il grado di ingranamento degli elementi resistenti, ottenendo degli ottimi risultati. Costruendo due linee si ottengono le misurazioni riportate in Tabella 3.1.

Tabella 3.1 - Linee di minimo tracciato

LMT	[cm]
1	184
2	174

Essendo la linea di minimo tracciato superiore a 161 cm (Borri et al., 2009), la muratura viene classificata nel massimo livello di ingranamento, corrispondente al 5 e una bassa vulnerabilità.

Osservando la Figura 3.11 è possibile valutare il parametro di orizzontalità dei filari come pienamente rispettato, mentre quello di verticalità dei giunti solamente come parzialmente rispettato, a causa della coincidenza di qualche giunto verticale. In Tabella 3.2 vengono assegnati i punteggi a tutti i parametri della regola dell'arte.

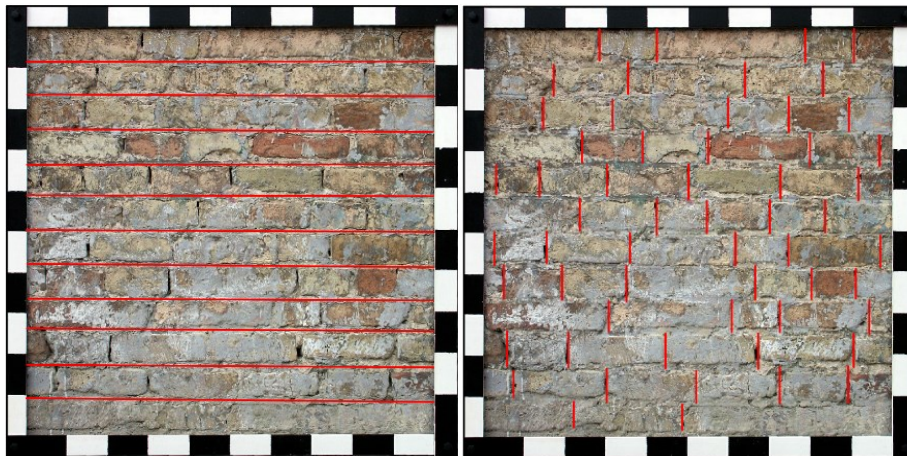


Figura 3.11 - a. Orizzontalità dei filari; b. Verticalità dei giunti

Tabella 3.2 -Assegnazione dei punteggi ai parametri della regola dell'arte

	Azioni verticali			Azioni fuori piano			Azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
P.D. Presenza dei diatoni / ingranamento trasversale	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA. Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.7	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1

E' stato possibile definire le valutazioni per i singoli parametri della regola dell'arte, potendo procedere al calcolo dell'indice di qualità muraria corrispondente alle tre azioni:

3. Percorso di conoscenza

- Azioni verticali: 6
- Azioni fuori piano: 7.5
- Azioni nel piano: 6.5.

Pertanto, è possibile classificare la muratura in categoria A, di buona qualità; è da tener conto che la valutazione è stata eseguita analizzando solamente il paramento e non la sezione, in quanto non disponibile. Tramite la tabella C8.5.I della Circolare 2019 la muratura può essere definita come “Muratura in mattoni pieni e malta di calce”.

Questa valutazione di qualità non tiene conto delle eventuali fessurazioni e lesioni della struttura, pertanto, è da considerarsi come pura valutazione della condizione della muratura col fine di poterla classificare tipologicamente e assegnare da normativa dei parametri meccanici medi.

3.1.3 Criticità costruttivo-materiali rilevate

Il quadro fessurativo dell'intero edificio è stato causato in maniera considerevole dai bombardamenti del 1944, di cui alcune lesioni sono state risarcite.

Il quadro fessurativo esterno che emerge dal prospetto est del Battistero, rappresentato in Figura 3.12, mette in evidenza una concentrazione di lesioni sub-verticali nel primo livello di muratura: nella parete di fondo dell'abside e in quella più a nord. La maggior parte delle fessure seguono i giunti di malta, denotando quindi la maggior fragilità di questo componente rispetto al laterizio; alcune risultano risarcite. Altre invece attraversano anche l'elemento resistente, facendo notare come in alcune zone vi siano tensioni più forti rispetto ad altre. Come, per esempio, attorno al capochiave del tirante della loggia, è evidente esso sia in tensione, ma probabilmente la muratura non è abbastanza resistente da contrastare a pieno il tiro. Viene evidenziata anche una discontinuità nella parte superiore della loggia, tra questa e la parete del Battistero; un'altra è individuata nello spigolo in basso a sinistra della struttura. Al centro del muro absidale è visibile la risarcitura della finestra tamponata nel XIV secolo, in cui è evidente lo scarso ammorsamento tra le due diverse murature, essendone visibile in maniera piuttosto netta il perimetro.



— Lesione passante — Lesione non passante — Lesione diffusa

Figura 3.12 - Quadro fessurativo prospetto est Battistero

Nel secondo livello di muratura alcune fessure si concentrano sopra l'apertura di sinistra; mentre all'ultimo livello non sono presenti lesioni evidenti, tranne lo scarso ammorsamento tra la finestra tamponata e la muratura adiacente del tamburo.

Nel prospetto sud del Battistero (Figura 3.13 a) è presente una concentrazione di fessure, alcune risanate, in corrispondenza delle volte a crociera dello “pseudo-transetto”, dovute al fatto che probabilmente le spinte non sono del tutto compensate.

Anche nel prospetto nord (Figura 3.13 b) molte fessure aperte sono posizionate nella parete dello “pseudo-transetto”, ma in questo caso per tutta l'estensione in altezza della muratura. Per la maggior parte seguono i corsi di malta. La parete laterale dell'abside presenta delle fessurazioni aperte nella parte superiore, mentre delle fessure ricucite nella parte inferiore.



Figura 3.13 - a. Quadro fessurativo prospetto sud Battistero; b. Quadro fessurativo prospetto nord Battistero

Il quadro fessurativo interno viene distinto in lesioni, che interessano la parte strutturale, e fessurazioni che invece insistono solamente sull'intonaco. Per le osservazioni che verranno fatte vengono prese in considerazione le lesioni, che risultano di maggiore rilevanza dal punto di vista strutturale.

Il quadro fessurativo della cupola principale è stato rilevato sia all'intradosso ricercando tra le lesioni quelle che interessano la parte strutturale, e anche all'estradosso, quindi nel sottotetto. Questi due rilievi sono stati messi a confronto per identificare l'eventuale presenza di lesioni coerenti tra intradosso ed estradosso (Figura 3.15 a-b). Quello che emerge è la coincidenza di alcune lesioni soprattutto nel lato est della cupola, facendo presumere che queste siano piuttosto profonde e che quindi determinino uno stato di danno da monitorare. Nel resto della cupola non sembra esserci una diretta corrispondenza tra intradosso ed estradosso, anche se molte lesioni all'intradosso sono in prossimità di quelle rilevate nel sottotetto. Potrebbe essere che non costituiscano effettivamente la stessa lesione, oppure che all'intradosso non sia stato possibile identificarne l'intera estensione a causa della presenza degli affreschi. La diffusione delle lesioni all'imposta della cupola è da imputare anche ai danni subiti dalla struttura dopo la Seconda Guerra Mondiale, di cui si è parlato nel Paragrafo 2.2.4.

All'estradosso della cupola è stato possibile osservare una lesione che attraversa lo strato di malta in direzione radiale, la quale sembra proseguire anche nel corridoio di camminamento che circonda la cupola (Figura 3.14 a-b).



Figura 3.14 - a. Fessurazione all'estradosso della cupola; b. Fessurazione sul camminamento

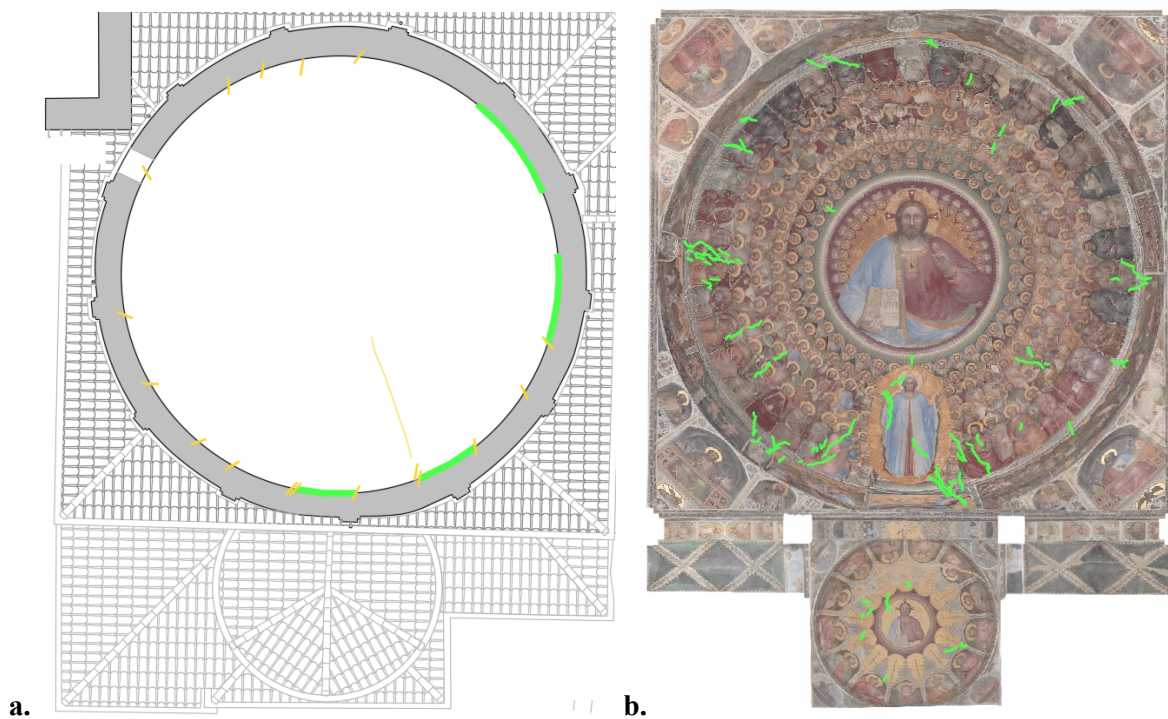


Figura 3.15 – a. Quadro fessurativo estradosso cupola; b. Quadro fessurativo intradosso cupola

Grazie all'ultimo stacco degli affreschi del registro inferiore della parete sud, per il loro restauro, è stato possibile ottenere una visuale della tessitura muraria e del relativo quadro fessurativo (Figura 3.16). Risulta

evidente il portale sud originale, tamponato ancora nel XIV secolo, in quanto l'ammorsamento con la muratura adiacente risulta scarso. Emerge inoltre anche un ampio quadro fessurativo, con lesioni sub-verticali soprattutto nella parte superiore della zona esaminata. La parte alla base risulta quasi integra, anche grazie all'intervento dello scorso secolo di sostituzione del piede della muratura per l'inserimento della lastra isolante di piombo. Le lesioni individuate internamente non sono riscontrabili esternamente, per cui sono da ritenersi non passanti. È evidente come invece nell'angolo di collegamento con la Cattedrale, soprattutto in corrispondenza dell'intersezione tra le murature, vi siano delle lesioni importanti, evidenziate dal rettangolo giallo in Figura 3.16; è una delle zone più sensibili del complesso.

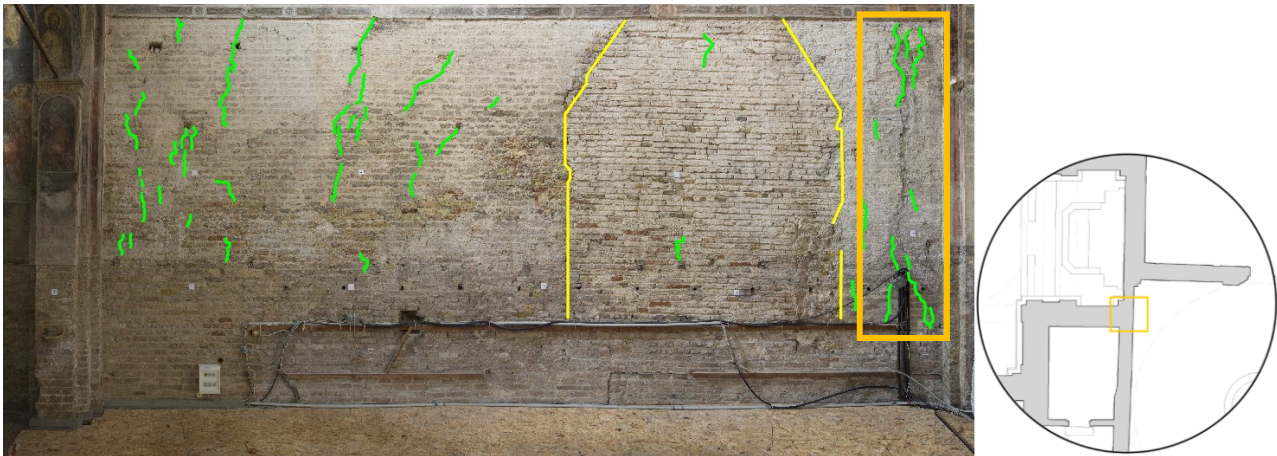


Figura 3.16 - Quadro fessurativo interno parete sud Battistero

Unendo questo rilievo con quello effettuato al registro superiore è possibile ottenere una visuale complessiva della parete sud (Figura 3.17 a). Le lesioni diffuse inclinate possono essere ricondotte a un cedimento in fondazione, dovuto probabilmente all'incremento di carico che il terreno circostante ha subito in occasione della costruzione della nuova Cattedrale, in posizione più avanzata rispetto alla precedente.

Quelle nel prospetto est, sopra alle aperture (Figura 3.17 b), sono passanti e sono confrontabili con quelle visibili all'esterno in Figura 3.12.



Figura 3.17 a. Quadro fessurativo interno prospetto sud Battistero; b. Quadro fessurativo interno prospetto est Battistero

3.1.4 Rilievo di vulnerabilità e presidi

3.1.4.1 Vulnerabilità

Nel prospetto est del Battistero, è evidente lo scarso ammorsamento tra la parete dell'abside e la loggia adiacente. Essendo stato aggiunto successivamente, quest'ultimo corpo ad oggi risulta distaccato, (Figura 3.18); probabilmente la situazione è peggiorata anche a causa dei dissesti post-bellici che hanno provocato un livello di danno rilevante proprio nella zona absidale.



Figura 3.18 – Sconnessione tra la loggia e la parete absidale

Una parete vulnerabile della struttura è quella a est, caratterizzata dagli archi sorretti da colonne; infatti, come visibile in Figura 3.19, è la parete più soggetta alle spinte di archi e volte. Su di essa viene scaricato il peso del tamburo maggiore e la spinta della cupola, nel verso opposto vi sono applicate le spinte della cupola minore e delle volte a crociera poste lateralmente.

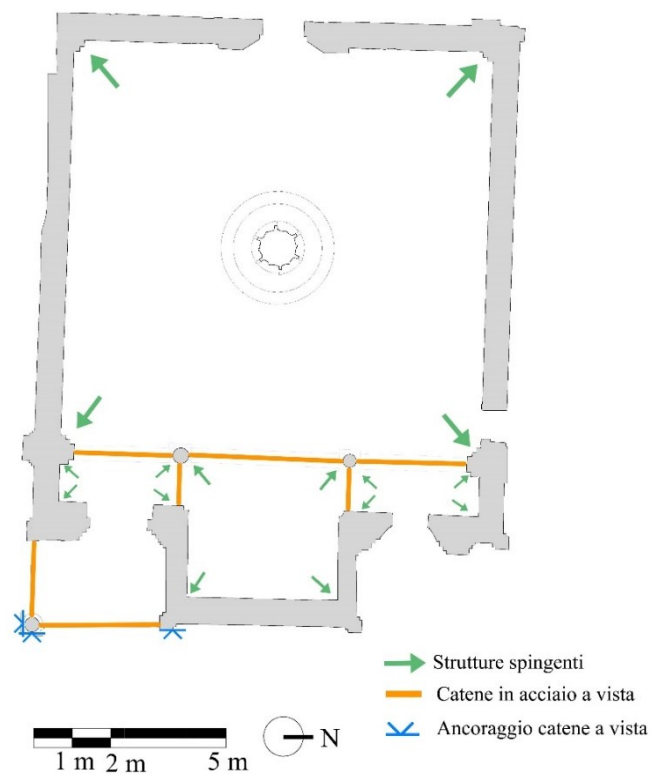


Figura 3.19 - Presidi e spinte del Battistero

Gli interventi post-bellici hanno previsto la realizzazione di ricuciture in calcestruzzo (Figura 3.20 a-b) sia nel tamburo, che nel corpo abside-transetto. In corrispondenza delle tasche in calcestruzzo sono state effettuate delle prove combinate di georadar e pacometro che non hanno rilevato la presenza di armature. Anche il posizionamento della lastra in piombo, con la sostituzione del piede della muratura interna per tutto il perimetro potrebbe costituire un elemento di discontinuità della struttura, soprattutto per quanto riguarda la risposta alle azioni di tipo orizzontale.

La copertura radiale della cupola maggiore scarica sulla lanterna, che, a sua volta, poggia direttamente sulla cupola. Un'indagine endoscopica entro foro di piccolo diametro ha permesso di rilevare che la sezione sia completamente piena per uno spessore totale di circa 65cm. (Figura 3.21 a),.

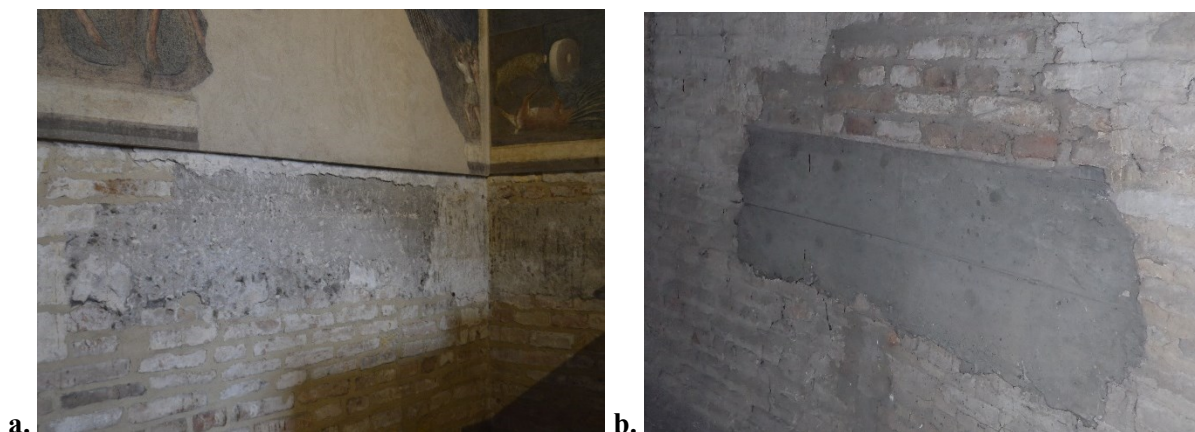


Figura 3.20 - a. Risarcimento in cls nella muratura dell'abside; b. Risarcimento in cls nella muratura del tiburio

Una vulnerabilità non visibile esternamente è racchiusa nella muratura del tamburo maggiore, infatti, da una indagine videoendoscopica è emerso che tale muratura non è costituita da un solo paramento, ma è data due paramenti esterni e un riempimento di pietrame e pezzi di laterizio (Figura 3.21 b). Questa composizione, non conferisce un comportamento unitario alla muratura in caso di sollecitazioni esterne; ogni paramento, se non ben collegato, avrà la tendenza ad avere un comportamento autonomo.



Figura 3.21 - a. Videoendoscopia lanterna sommitale; b. Videoendoscopia parete del tamburo

La zona più critica della struttura è senza dubbio quella di contatto con la Cattedrale, sia a livello di pianta, sia in alzato. Come visto nel paragrafo precedente l'intersezione delle due strutture è caratterizzata da delle lesioni piuttosto evidenti, che denotano come i due edifici abbiano comportamenti differenti anche dal punto di vista statico. In alzato risulta importante invece la zona di contatto che il tamburo del Battistero ha con lo spigolo della Cattedrale; tale zona è critica in quanto è a forte rischio martellamento.

3.1.4.2 Presidi

Internamente al Battistero sono posizionati dei tiranti visibili che agiscono in direzione longitudinale rispetto alle tre arcate, e in corrispondenza degli archetti trasversali che collegano le arcate alla parete perimetrale (Figura 3.19). Di questi tiranti non sono però visibili i capochiave esterni che potrebbero essere incassati all'interno della muratura. Non si è a conoscenza dell'anno della loro installazione, ma dalla documentazione fotografica del 1964, Figura 3.22 b, (anno in cui si inserisce la lastra di piombo nella muratura) essi risultano essere già presenti. Con ogni probabilità fanno parte dei lavori effettuati nel secondo dopo guerra. Anche nel portico esterno, in entrambe le direzioni sono posizionati dei tiranti in corrispondenza degli archi; di entrambi sono visibili le estremità al di sopra della colonna della loggia, mentre di quello posto in direzione nord-sud è visibile anche l'altro capochiave posizionato nella muratura esterna dell'abside (Figura 3.22 a).

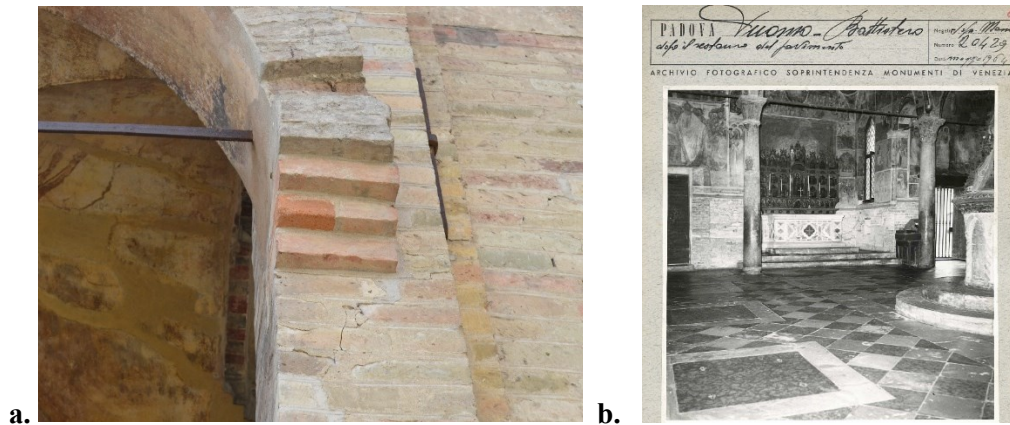


Figura 3.22 - a. Capochiave del tirante nord-sud; b. Tiranti delle arcate interne, 1964

Nel prospetto est del Battistero, soprattutto nella zona absidale, sono individuabili altri elementi in ferro, che corrispondono alle “morse” inserite nel secondo dopo guerra, al fine di ricompattare la struttura muraria, dopo la deformazione subita a seguito dello scoppio della bomba; alcune di esse sono visibili anche internamente.

3.1.5 Indagini pregresse

Durante la campagna di prove effettuate da parte della CSG Palladio su richiesta della Ar Srl – Arte e Restauro negli anni 2007 e 2008 vennero svolte prove georadar, videoendoscopie e prove di martinetto piatto singolo e doppio.

3.1.5.1 Georadar

L'indagine è stata eseguita con strumentazione SIR-2 equipaggiata con un'antenna monostatica da 400 MHz ed una scala di profondità posta a 80 nanosecondi, che ha permesso di raggiungere all'incirca i 4 metri di profondità di investigazione. Il metodo G.P.R. (Ground Penetrating Radar) è una tecnica di indagine non distruttiva che consente di ottenere delle immagini del sottosuolo tramite la restituzione della sezione verticale grazie alla riflessione dell'onda emessa dall'antenna. Una volta ottenuta l'immagine è necessario interpretarla, anche tramite un apposito software, per capire quali sono gli elementi che l'onda ha incontrato, ed è possibile ricavare la profondità grazie alla conoscenza della velocità dell'onda nei diversi materiali che attraversa.

L'indagine è stata eseguita sia internamente al Battistero, sia lungo le pareti perimetrali esterne (Figura 3.23).

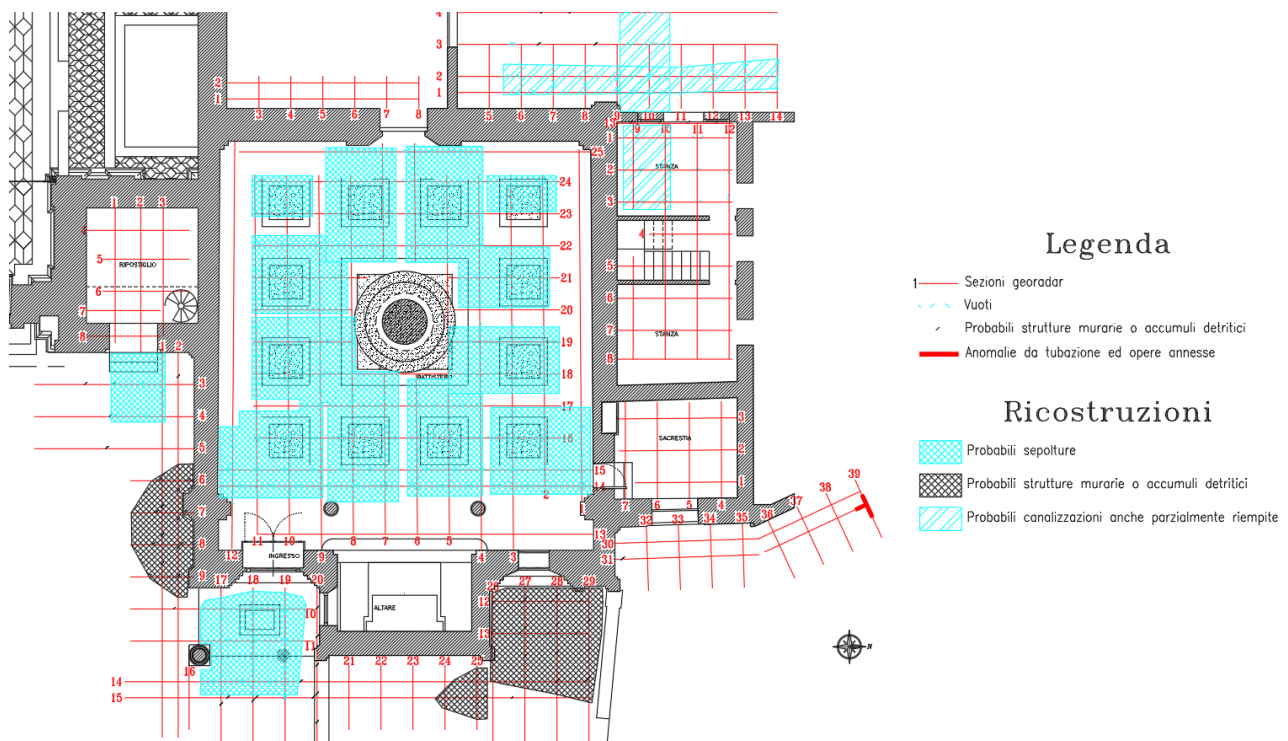


Figura 3.23 - Tavola 01, ubicazione sezioni georadar e anomalie (C.S.G. Palladio, 2008)

Per quanto riguarda l'interno del Battistero, l'indagine ha rivelato la presenza di strutture voltate (Figura 3.24) al di sotto del pavimento, corrispondenti a delle celle tombali, che occupano tutta la superficie dell'aula, da 30 cm di profondità fino a 300 cm.

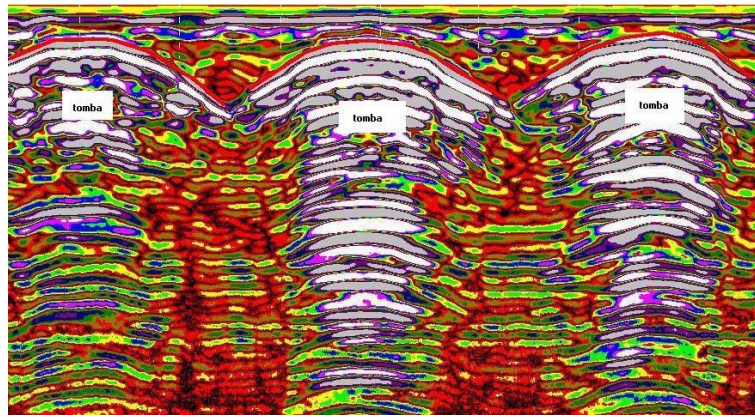


Figura 3.24 - Interno Battistero Duomo Padova, sez. 9, anomalie di forte intensità da strutture voltate (C.S.G. Palladio, 2008)

Nella sacrestia, ripostiglio e stanza adiacente al battistero lato ovest non sono state individuate anomalie rilevanti.

La stanza a nord del Battistero, che risulta leggermente interrata, ha mostrato un vuoto nella parte adiacente al muro esterno che sembra collegarsi a un cunicolo rilevabile in adiacenza al cortile interno (Figura 3.25).

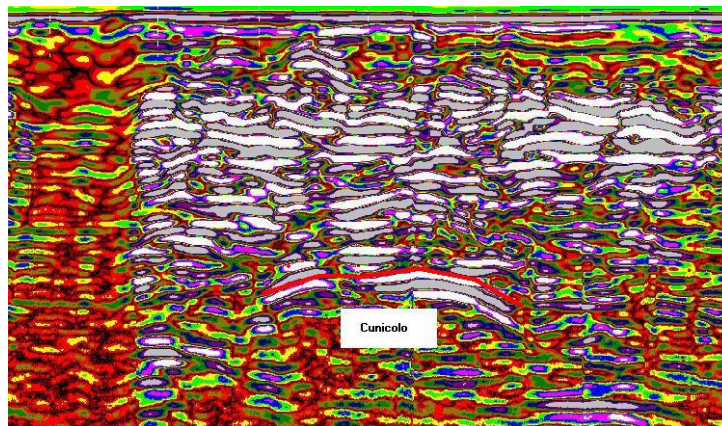


Figura 3.25 - Cortile interno, sez. 1, anomalia da probabile cunicolo (C.S.G. Palladio, 2008)

Le indagini svolte all'esterno hanno evidenziato la presenza di due ambienti voltati nel sottosuolo, uno in corrispondenza dell'ingresso al Battistero e uno di fronte all'ingresso del ripostiglio (Figura 3.26).

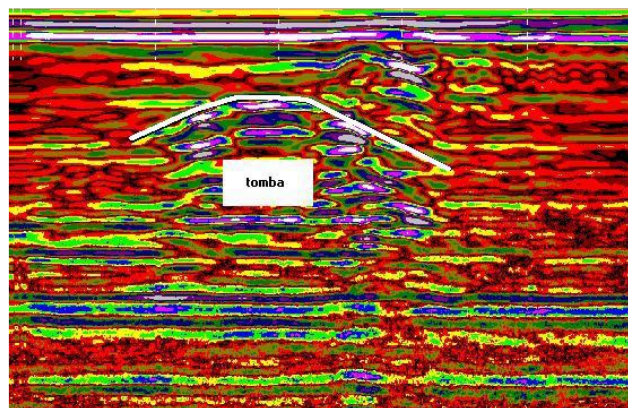


Figura 3.26 - Piazza Duomo-ingresso ripostiglio, sez. 3, struttura voltata (C.S.G. Palladio, 2008)

3.1.5.2 Indagine Videoendoscopica

L'indagine videoendoscopica è un'indagine non distruttiva che consiste nell'inserire all'interno di fessure o fori predisposti una microtelecamera di diametro massimo 2.5 cm, collegata a cavo, che permette di registrare le caratteristiche morfologiche e compositive della sezione indagata, che non sarebbe indagabile direttamente. Per la prova è stato utilizzato un Videoendoscopio a colori ROTHENBERGER ROCAM Color con contametri e ROCAM Mini Modul.

La prima prova (V1) è stata realizzata nella parete sud interna del battistero (Figura 3.27), a 87 cm da terra e 380 dal pilastro d'ingresso, in orizzontale nella parete. Questa presenta un'apertura dalla quale si diramano due cunicoli; quello verso destra si estende per 242 cm e presenta una muratura in mattoni allettati con malta; quello a sinistra è di soli 20 cm e oltre a presentare la stessa tipologia di muratura vi è anche della malta di colore scuro.

La seconda prova (V2) è stata realizzata sempre nella parete sud ma esternamente, a 114 cm da terra e 56 dal pilastro, per una profondità di circa 70 cm. È stata posizionata qui con lo scopo di indagare la stratigrafia e vedere a che profondità fosse stata inserita la lastra impermeabilizzante. Esternamente la muratura è caratterizzata da mattoni in laterizio allettati con malta e fino a una profondità di 40 cm è presente la lastra di piombo, dopo di che la muratura prosegue normalmente.

La terza prova (V3) è stata effettuata in verticale sul pavimento interno dell'area est del battistero. L'indagine parte a una quota -20 cm rispetto al calpestio e raggiunge una profondità di -103 cm. A 20 cm dal pavimento vi è una muratura di 20 cm in materiale lapideo, poi un altro strato di 20 cm di mattoni allettati con malta e infine 43 cm di terreno.

La quarta indagine (V4) è stata effettuata nella muratura interna est, tra sacrestia e battistero, a 60 cm da terra e 55 dallo spigolo sinistro per tutta la profondità della parete di 66 cm. Esternamente la muratura è sempre in mattoni laterizi allettati con malta ed è presente la lastra impermeabilizzante in piombo come la muratura della parete sud, ma in questo caso per tutta la profondità della muratura. A 30 cm si osserva una cavità nella parte superiore del foro.

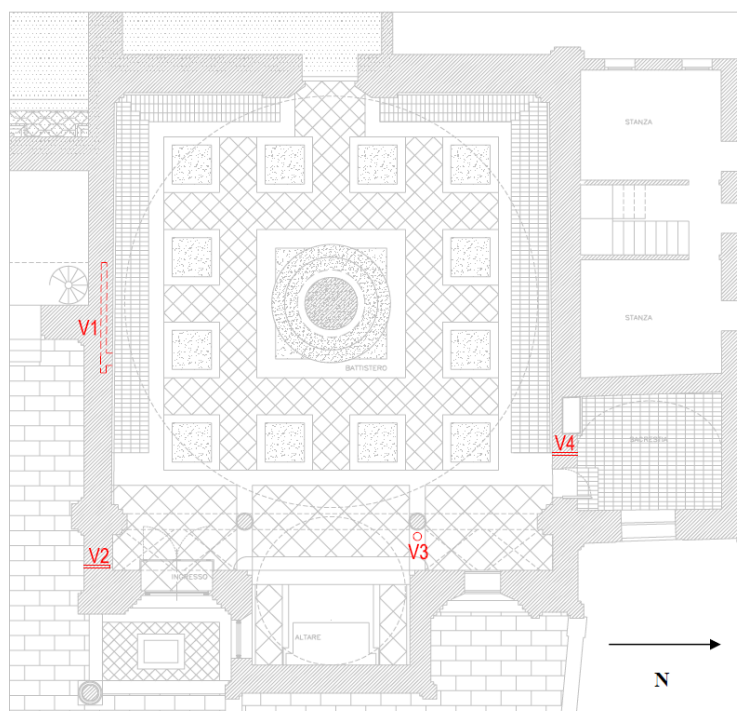


Figura 3.27 - Ubicazione delle videoendoscopie (C.S.G. Palladio, 2008)

3.1.5.3 Martinetti piatti singoli e doppi

L'indagine di martinetto piatto è non distruttiva, e ha lo scopo di misurare il carico della struttura, nel punto in cui è inserito, e misurarne le deformazioni. Con quello singolo è possibile la registrazione delle tensioni presenti nel punto di taglio della muratura, misurando la deformazione tramite un comparatore millesimale. Dopo di che viene inserito il martinetto piatto nel taglio, che porta a ristabilire la tensione di esercizio tramite il suo gonfiaggio sotto pressione, che viene misurata da un manometro ed aumentata fino a quanto non viene ristabilita la condizione originaria.

Per la registrazione delle caratteristiche di deformabilità e resistenza è necessario effettuare un secondo taglio e inserire un secondo martinetto piatto. Sulla porzione compresa tra i due strumenti viene eseguita una prova di compressione monoassiale in direzione normale al piano di taglio, fornendo uno schema di carico uniformemente distribuito. La deformazione viene misurata tramite l'apposizione di un estensimetro installato sulla superficie esterna. La stessa prova può fornire anche una stima della resistenza a compressione della muratura, avvicinandosi a quello che è il limite a rottura della stessa aumentando progressivamente il carico applicato ai martinetti. Quando inizia ad essere visibile un importante quadro fessurativo in sviluppo, allora si è vicini al punto di rottura.

Le prove al Battistero sono state effettuate con martinetti semiovali di dimensioni 36 cm di larghezza e 25.5 cm di profondità. I risultati delle prove sono seguiti da diagrammi carico-spostamenti relativi alle misure riscontrate nelle tre basi verticali e in quella orizzontale. Il posizionamento dei martinetti è stato effettuato nella parete nord, dalla parte esterna rispetto all'aula del Battistero (Figura 3.28).

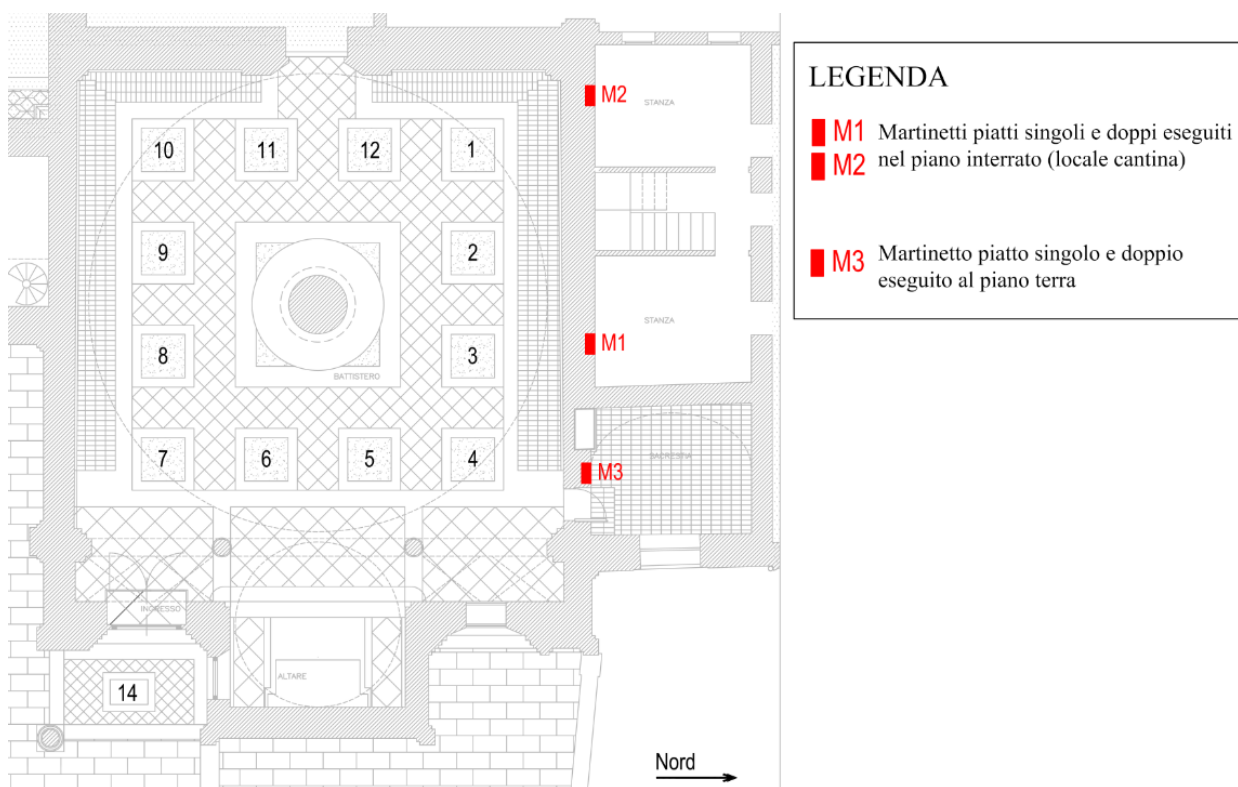


Figura 3.28 - Ubicazione martinetti piatti

Dalle prove di martinetto singolo si sono ottenute le seguenti stime dello stato tensionale della parete nord, riportate in Tabella 3.3.

Tabella 3.3 - Martinetto piatto singolo, stato tensionale

Prova	Stato tensionale [MPa]
M.S. 1	0,31
M.S. 2	0.33
M.S. 3	0.55

Dalle prove di martinetto piatto doppio invece è stato possibile stimare il valore di Tensione di rottura σ e il Modulo elastico E (Tabella 3.4).

Tabella 3.4 - Martinetto piatto doppio, tensione di rottura e modulo elastico

Prova	Tensione di rottura σ [MPa]	Modulo elastico E [MPa]
M.D. 1	1.22	730.6
M.D. 2	1.06	561.0
M.D. 3	1.52	1746.0

La media tra i valori di modulo elastico E registrati è di 1012,5 MPa, inferiore al minimo indicato da normativa per la tipologia muraria “Mattoni pieni e malta di calce” alla Tabella C8.5.I della Circolare 2019. La tensione media di rottura invece è di 1.26 MPa molto inferiore alla resistenza a compressione minima indicata da normativa per la medesima muratura, ma in linea con la tensione di progetto ricavata.

3.2 Cattedrale

3.2.1 Rilievo architettonico e fotografico

La parte di Cattedrale considerata nello studio, mantiene la conformazione dell'ultima ricostruzione dell'edificio, conclusa nel XVIII secolo. La porzione che viene considerata consiste in quella corrispondente alle prime due campate delle navate laterali (comprese tra la facciata e il primo transetto), in quanto è in questa fascia che sussiste un rapporto diretto di contatto tra la sua struttura e quella del Battistero, rappresentata in Figura 3.29. Essa è articolata in una navata centrale, di altezza maggiore (Figura 3.30), voltata a botte (Figura 3.32 a), e da due navate laterali, suddivise in campate di larghezza pari alla metà di quella centrale (Figura 3.32 b). Queste campate sono coperte da cupole a sesto ribassato (Figura 3.33 a). Ai lati delle navate laterali, in corrispondenza della muratura perimetrale sono presenti piccole cappelle voltate a botte che accolgono gli altari dei Santi. L'ingresso, da lato piazza, all'edificio avviene tramite tre portali, uno per ciascuna navata (Figura 3.31).

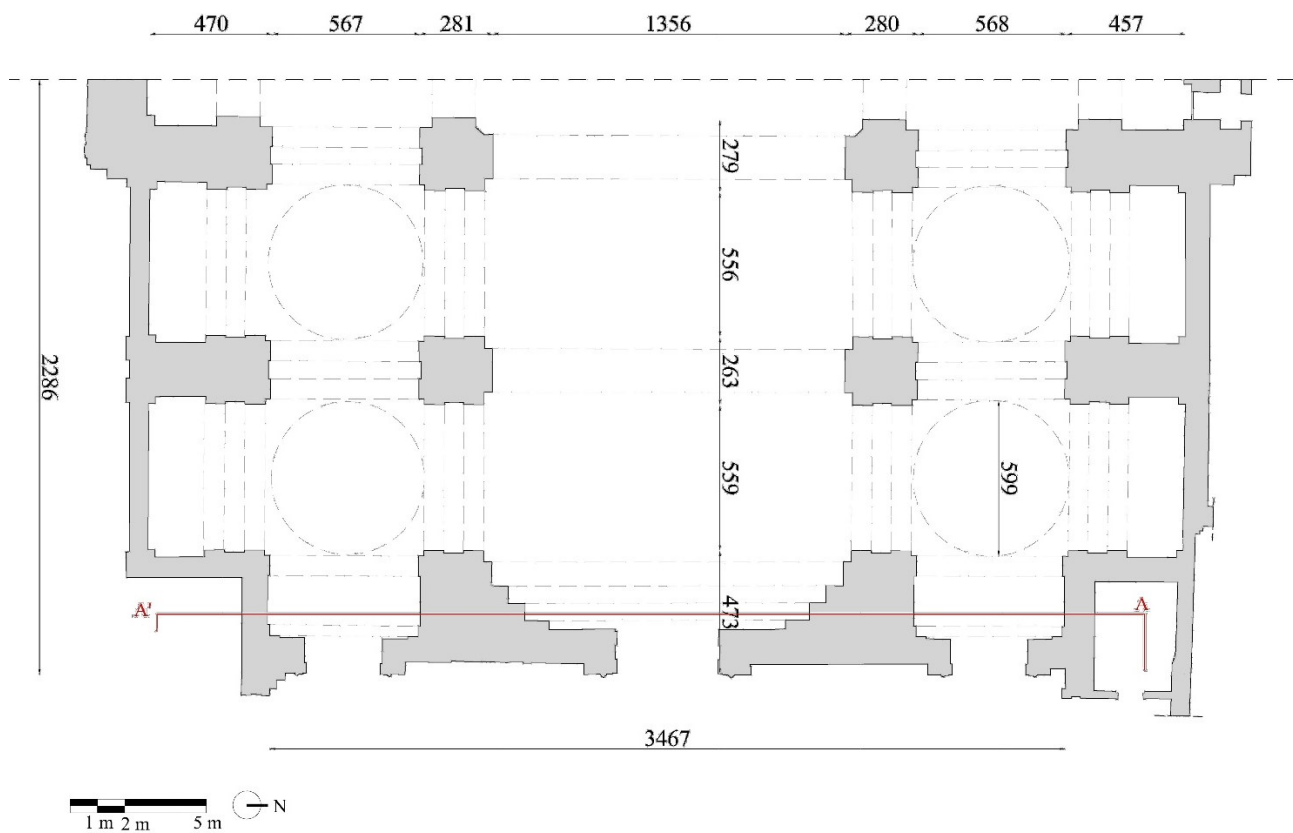


Figura 3.29 - Pianta della Cattedrale (LAIRA S.r.l.)

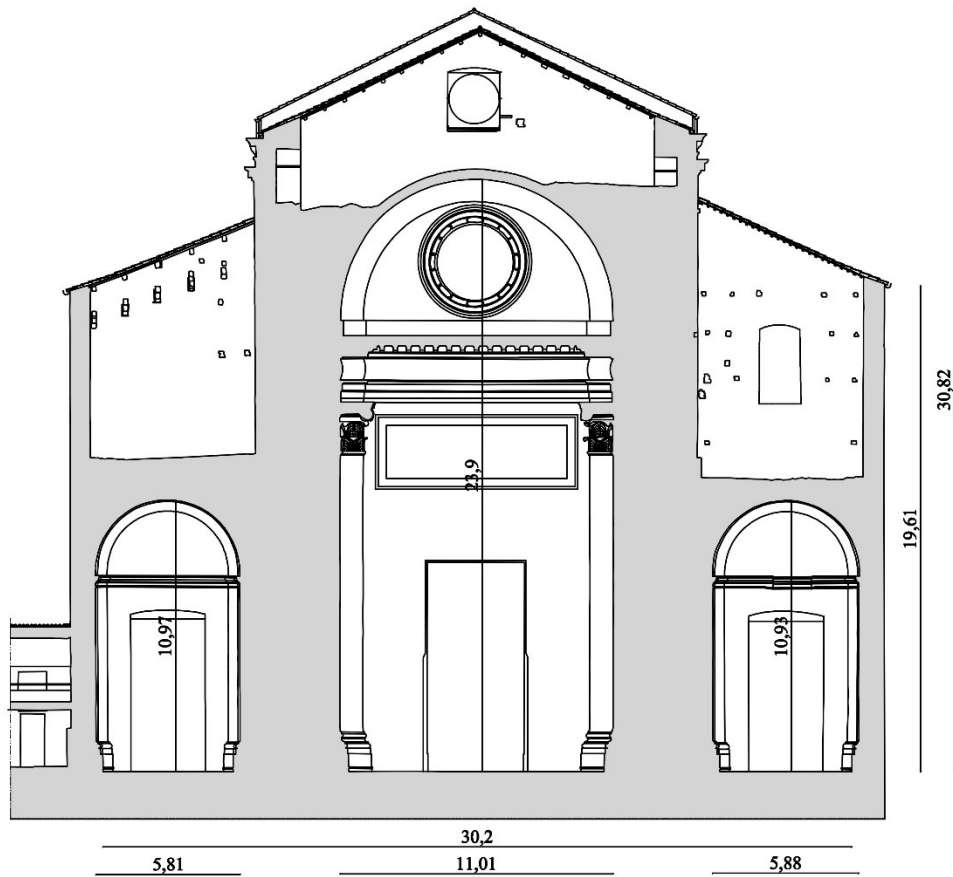


Figura 3.30 - Sezione della Cattedrale (LAIRA S.r.l.)



Figura 3.31 - Prospetto Est Cattedrale



Figura 3.32 - a. Navata centrale; b. Navata laterale



Figura 3.33 - a. Cupoletta di una campata laterale; b. Cupola del primo transetto

3.2.2 Rilievo strutturale

3.2.2.1 Strutture verticali

La struttura verticale della Cattedrale è costituita principalmente dalla facciata principale, dalle pareti laterali e dai piedritti del colonnato che sorreggono le arcate che suddividono le navate. Tali pilastri hanno una dimensione di 2.70 x 2.70 metri; si ipotizza possano essere costituiti sempre in muratura di mattoni pieni e malta di calce, non avendo a disposizione prove sperimentali che lo definiscano con certezza.

3.2.2.2 Volte e cupole

Gli orizzontamenti presenti nella parte di Cattedrale considerata sono costituiti da cupole e volte in muratura. Le prime costituiscono la chiusura delle campate delle navate laterali, e vengono raccordate alla muratura tramite quattro pennacchi posti agli angoli. Sono a sesto ribassato e presentano un lieve schiacciamento in corrispondenza della chiave di volta. La volta a botte principale invece copre la navata centrale, con orditura

parallela all'asse della chiesa, ed è costituita da uno spessore di circa 40 cm di mattoni pieni e malta di calce (Figura 3.34). Il passaggio alle navate laterali, di altezza minore, si svolge tramite degli archi a tutto sesto che scaricano sui pilastri quadrangolari. Le cappelle, poste ai lati delle navate laterali, sono coperte da archi a tutto sesto.

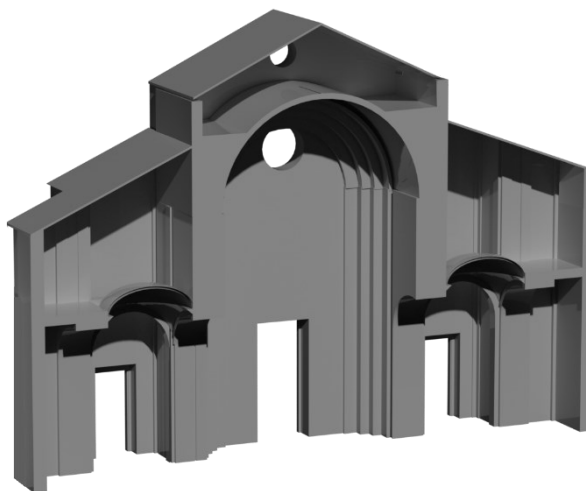


Figura 3.34 - Spaccato assonometrico della Cattedrale

3.2.2.3 Strutture di copertura

Il sottotetto della navata centrale è accessibile, e la copertura è costituita da capriate lignee ad un interasse di 2 m circa, disposte parallelamente alla facciata. L'orditura del tetto poi è stratificata in morali perpendicolari alla facciata a sorreggere tavelle e coppi.

La copertura della navata laterale posta a nord è costituita da travi reticolari in legno disposte perpendicolarmente alla facciata a interasse costante e poi da morali che sorreggono le tavelle e i coppi (Figura 3.35 a). Mentre, la copertura della navata laterale a sud è costituita da capriate zoppe disposte parallelamente alla facciata e morali che sorreggono tavelle e coppi (Figura 3.35 b). La copertura non esercita alcuna azione spingente nel lato della facciata in quanto vi sono vincoli in semplice appoggio, e poiché non sono visibili elementi di tirantatura.



Figura 3.35 - a. Reticolari lignee navata laterale nord; b. Capriate zoppe navata laterale sud

3.2.2.4 Materiali

Anche la struttura della Cattedrale è costituita da mattoni pieni e malta di calce, presentando delle finiture in pietra, come in corrispondenza del basamento in facciata e dei portali d'ingresso (Figura 3.36). La facciata

della Cattedrale presenta una stratigrafia muraria differenziata, sia a causa del lungo processo costruttivo, sia a causa delle ricostruzioni parziali effettuate della parte sommitale, dopo lo scoppio della bomba nella Seconda Guerra Mondiale. Le coperture dei sottotetti invece sono lignee, con orditure differenti; anch'esse nella parte adiacente alla facciata presentano dei rifacimenti, con l'inserimento di travi nuove.

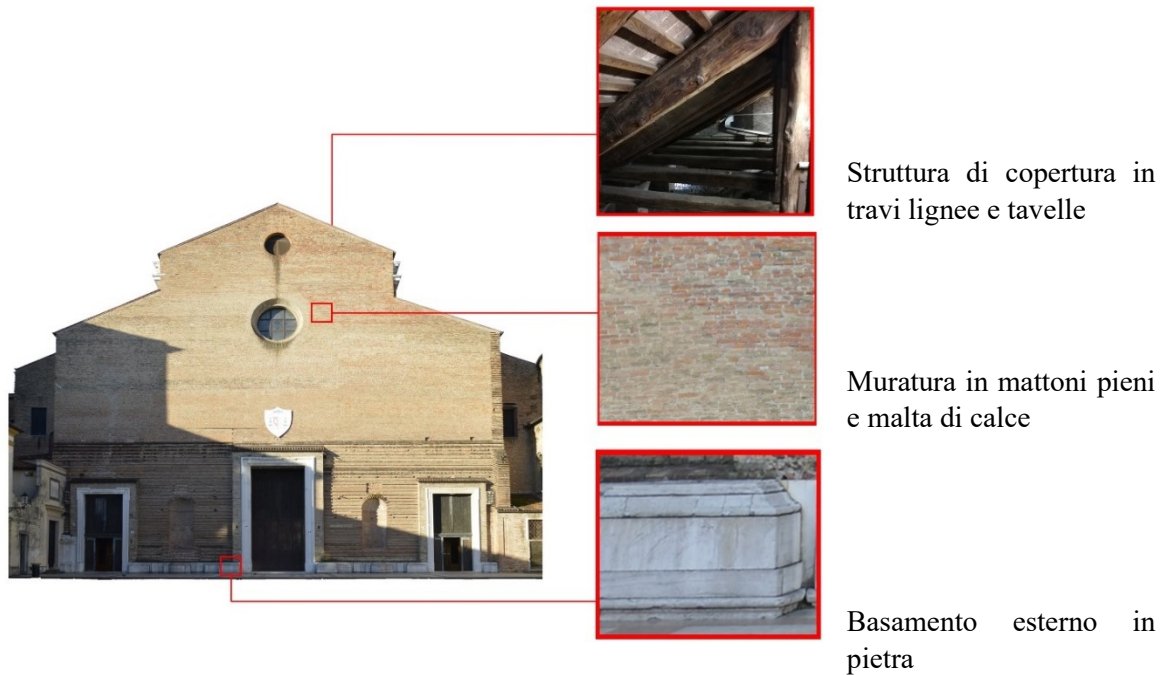


Figura 3.36 - Localizzazione dei materiali

3.2.2.5 Qualità muraria

Il secondo pannello murario considerato per la valutazione della qualità muraria è una porzione di muratura, che misura 100x100 cm, appartenente alla facciata della Cattedrale, in Figura 3.37 a. Questa è caratterizzata dalla presenza di sfalsamento dei corsi di mattoni, rendendo di fatto tridimensionale la superficie.

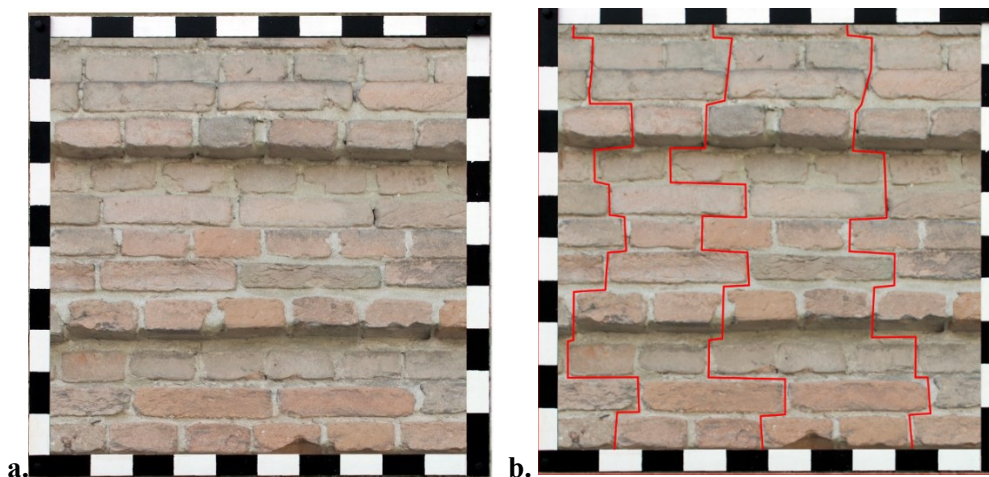


Figura 3.37 – a. Pannello di studio; b. Linee di minimo tracciato

Tracciando tre linee di minimo tracciato, rappresentate in Figura 3.37 b, è stato possibile definire la qualità di ingranamento tra gli elementi resistenti.

Tabella 3.5 - Linee di minimo tracciato

LMT	[cm]
1	161
2	184
3	152

La media delle misurazioni riportate in Tabella 3.5 corrisponde a 166 cm, ed essendo maggiore di 161 cm (Borri et al., 2009) anche il paramento di muratura della facciata della Cattedrale viene classificato nel massimo livello di ingranamento e a bassa vulnerabilità.

Osservando la Figura 3.38 è possibile osservare una perfetta orizzontalità dei filari, che risulta rispettata; al contrario i giunti verticali non sono propriamente sfalsati nella maniera più corretta, si ritiene opportuno valutare tale parametro come parzialmente rispettato. In Tabella 3.6 sono riportati i punteggi assegnati ai parametri della regola dell'arte.

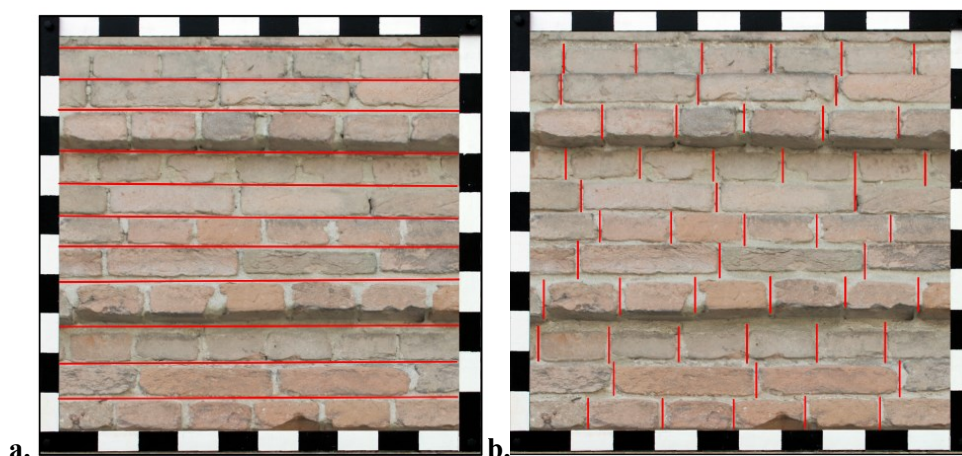


Figura 3.38 - a. Orizzontamento dei filari; b. Verticalità dei giunti

Tabella 3.6 -Assegnazione dei punteggi ai parametri della regola dell'arte

	Azioni verticali			Azioni fuori piano			Azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
P.D. Presenza dei diatoni / ingranamento trasversale	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA. Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.7	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1

Valutando invece la muratura secondo i parametri della regola dell'arte e assegnando ad ognuno un punteggio, grazie anche alla compilazione della scheda di primo livello per la classificazione della qualità muraria, è stato possibile calcolare l'indice di qualità muraria rispetto alle tre azioni:

- Azioni verticali: 9

- Azioni fuori piano: 7,5
- Azioni nel piano: 7,5.

Anche in questo caso la muratura è classificabile in categoria A, tenendo conto che non è stata valutata la sezione del paramento in quanto non disponibile. Tramite la tabella C8.5.I della Circolare 2019 la muratura può essere definita come “Muratura in mattoni pieni e malta di calce”.

3.2.3 Criticità costruttivo materiali rilevate

Nella facciata della Cattedrale, oltre a leggere il quadro fessurativo più evidente, è possibile individuare una vera e propria stratigrafia nell'utilizzo di mattoni differenti per la sua costruzione. Evidenti sono le lesioni verticali alcune aperte e ben visibili, altre invece risanate.

Il quadro fessurativo principale è costituito da lesioni sub-verticali in corrispondenza dei portali d'ingresso (Figura 3.39); di maggior rilevanza risulta essere quella posta sopra il portale di ingresso della navata laterale sinistra. Sia esternamente, che internamente dal sottotetto, questa risulta visibilmente risarcita, ma una sua estensione può essere ricondotta anche alla lesione presente nell'arco d'ingresso sottostante (Figura 3.41 b). Nel sottotetto è ben visibile, al di sotto del tamponamento di una finestra, per proseguire al di sopra di esso fino a ridosso della copertura (Figura 3.40). Dal sottotetto è possibile individuare anche un'altra lesione in corrispondenza dello spigolo della facciata, che lo percorre per quasi tutta l'altezza dell'ambiente; esternamente tale lesione non è visibile quindi è da considerarsi non passante (Figura 3.40).



— Tamponamento — Lesione passante — Lesione non passante — Lesione diffusa

Figura 3.39 - Quadro fessurativo prospetto Est Cattedrale

Le lesioni più estese evidenziate in giallo in Figura 3.39, possono essere ricondotte a lesioni strutturali, in quanto presentano un profilo scalettato che segue il giunto di malta. Sapendo che la facciata è stata ultimata in più periodi storici, è possibile individuare in tali fessure dei giunti strutturali di ripresa del cantiere. Quella presente tra la navata centrale e la navata laterale sud è visibile anche internamente in Figura 3.40.

Nel medesimo ambiente sono presenti altri elementi tamponati, come la parte superiore di un'apertura in facciata e la parte inferiore di una finestra che affaccia sul Vescovado.

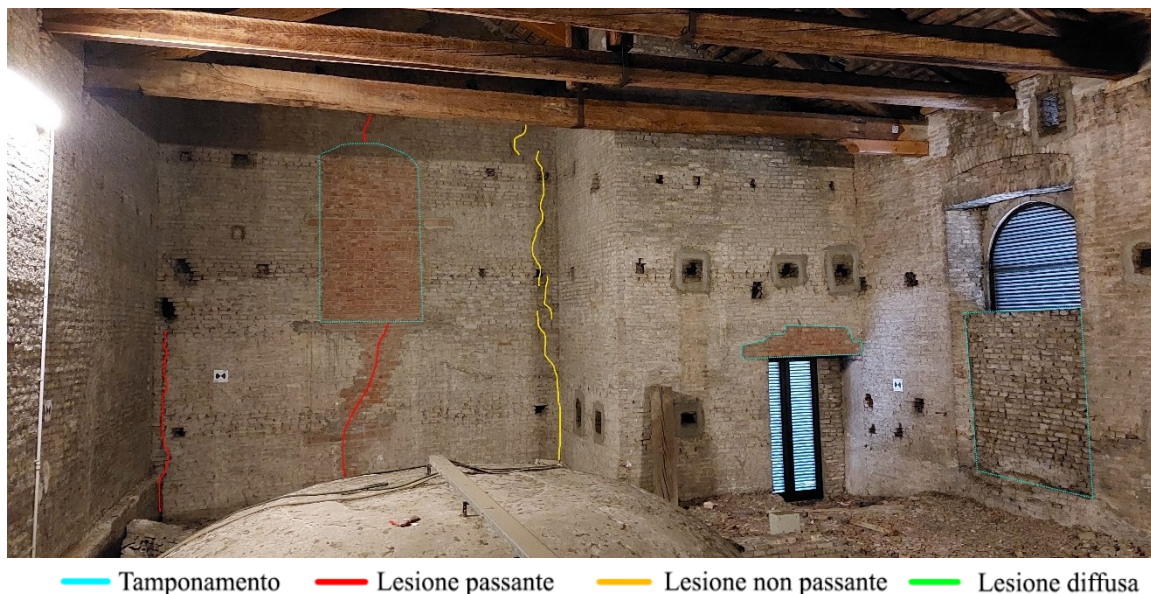


Figura 3.40 – Controfacciata sottotetto navata laterale sud

Internamente alla Cattedrale invece, nelle prime due campate considerate nel presente studio, sono riscontrabili delle fessure nella parete di controfacciata. Infatti, accedendo dagli ingressi laterali, è possibile individuare delle lesioni nella chiave di volta dell'arco a tutto sesto che li copre (Figura 3.41 b); tali lesioni in entrambi gli accessi proseguono anche nella parete di facciata sottostante. Anche sopra l'ingresso principale vi sono delle lesioni in prossimità dell'arco e appena sopra il foro del portale d'ingresso (Figura 3.41 a); queste sono riscontrabili anche esternamente.



Figura 3.41 - a. Lesione sopra il portale centrale; b. Lesione nell'arco degli ingressi laterali

Altre lesioni sono posizionate nella porzione di muratura al di sopra delle arcate della navata principale, al di sotto dell'imposta della volta a botte (Figura 3.42 a). Si è notato che lesioni simili si presentano anche negli altri archi su cui scarica la prima cupola della chiesa, facendo presumere la possibilità che le spinte che essa esercita non siano contrastate in maniera efficace dalla struttura su cui scarica.

Lesioni di minore importanza sono presenti nelle cupolette di copertura delle campate delle navate laterali, e in corrispondenza degli archi di copertura delle cappelle laterali.

Nello spigolo di giunzione con la struttura del Battistero è presente una lesione verticale che si estende per circa due metri (Figura 3.42 b).

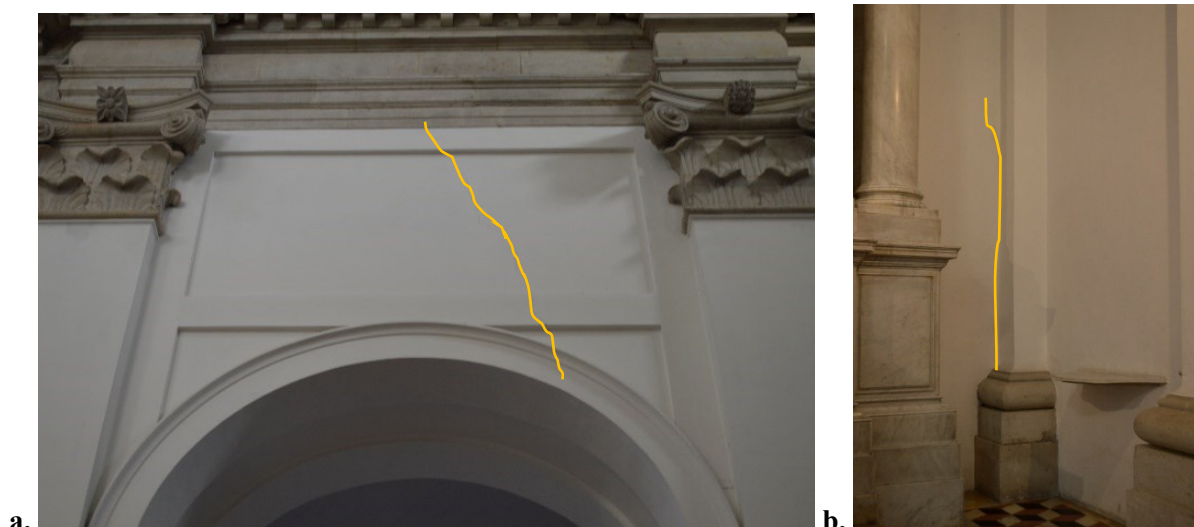


Figura 3.42 - a. Lesione arco navata principale; b. Lesione spigolo di giunzione con il Battistero

Grazie al sopralluogo svolto nei sottotetti della Cattedrale il 22 febbraio 2022 è stato possibile osservare che al di sopra di entrambe le navate laterali, prima della conformazione finale dell'edificio, vi fosse la presenza di una copertura e facciata differente, probabilmente realizzate negli anni di stallo del cantiere nel XVI secolo. Sono visibili ancora delle parti di muratura intonacata con anche un pluviale (Figura 3.43 b), i fori delle travi della precedente copertura (Figura 3.43 a) e una muratura di ripresa trasversale a circa metà navata (Figura 3.44 b). Tutti questi elementi evidenziano la moltitudine di fasi costruttive che hanno interessato l'edificio; infatti, probabilmente le navate laterali erano inizialmente state previste di larghezza minore, e questo spiegherebbe il giunto strutturale mai ripreso. Inoltre, è anche evidente come la continuità muraria della parete della navata principale non sia stata totalmente ripristinata, in quanto è presente una lesione importante, nel punto di collegamento con la parete ad essa trasversale (Figura 3.44 a).

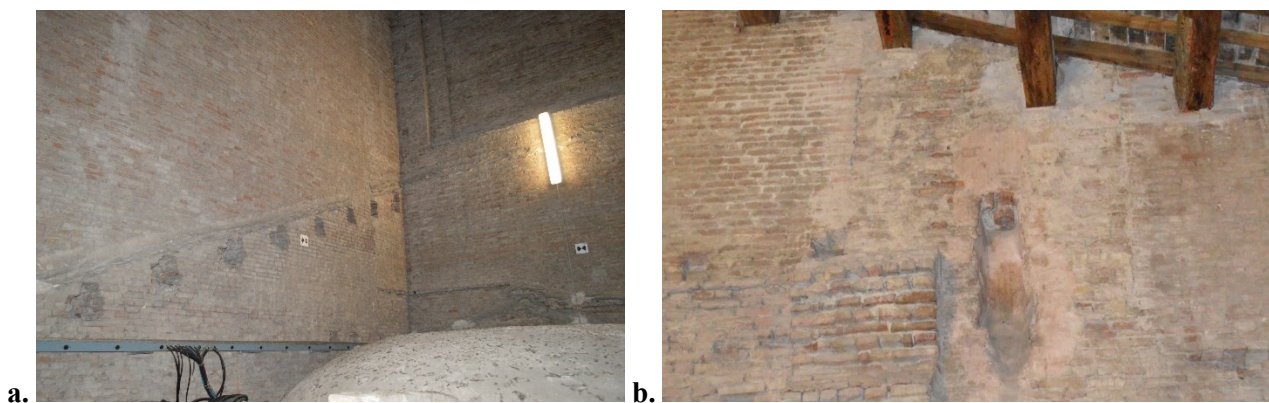


Figura 3.43 - a. Tracce di una precedente copertura; b. Pluviale

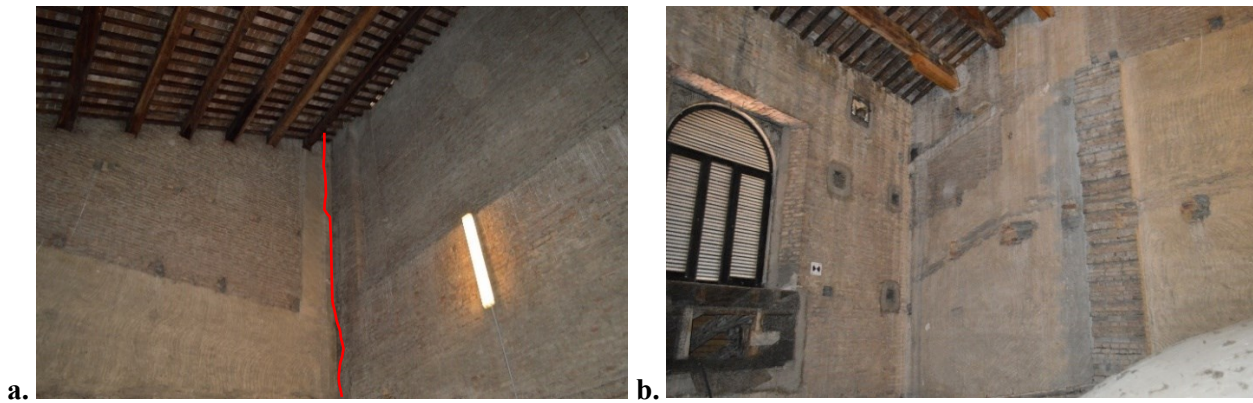


Figura 3.44 - a. Discontinuità navata principale; b. Muro trasversale di ripresa

Nel sottotetto della navata a nord, in adiacenza al Battistero, sono presenti parecchie lesioni sub-verticali in controfacciata, nella parete in comune con la navata centrale (Figura 3.45 b) e nella parete che separa le due cupolette (Figura 3.45 a). Tale quadro fessurativo è riconducibile a quello creatosi a causa dello scoppio della bomba nella Seconda Guerra mondiale, la quale ha probabilmente provocato una rotazione dell'edificio, andando ad aggravare il contatto con il tamburo del Battistero.

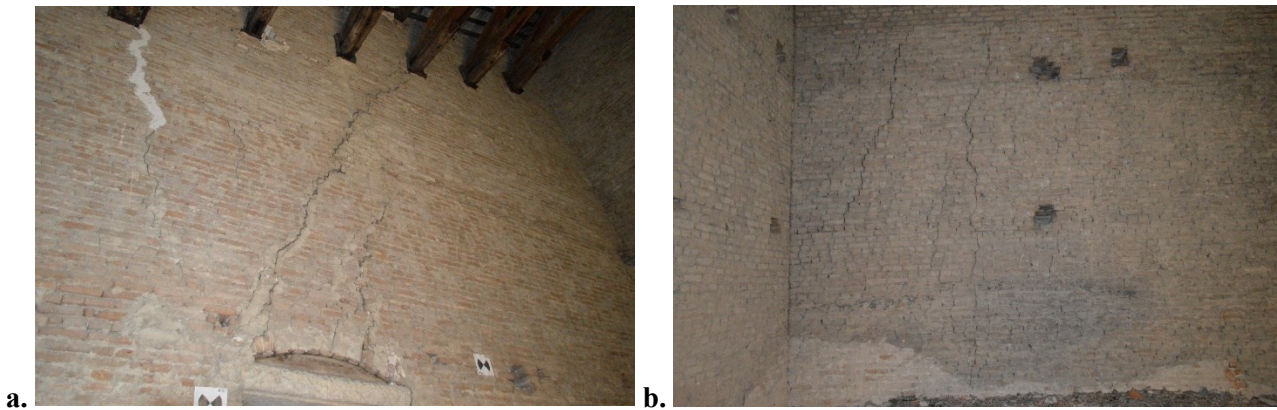


Figura 3.45 - a. Lesioni parete di separazione cupole; b. Lesioni parete in comune con la navata centrale

In Figura 3.46 e 3.47 vengono riportate le piante del quadro fessurativo rispettivamente al piano terra e nel piano di copertura.

3. Percorso di conoscenza

LEGENDA

- Tamponatura
- Nicchia con canna fumaria/pluviale
- Lesione non passante
- Lesione passante
- Lesione risanata

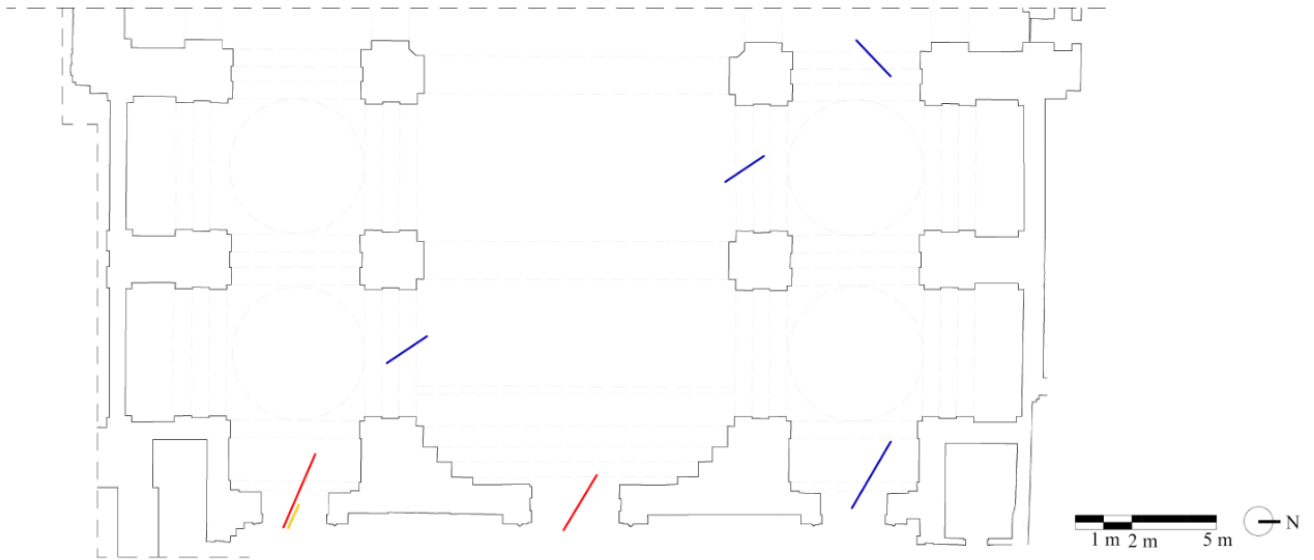


Figura 3.46 - Quadro fessurativo principale piano terra

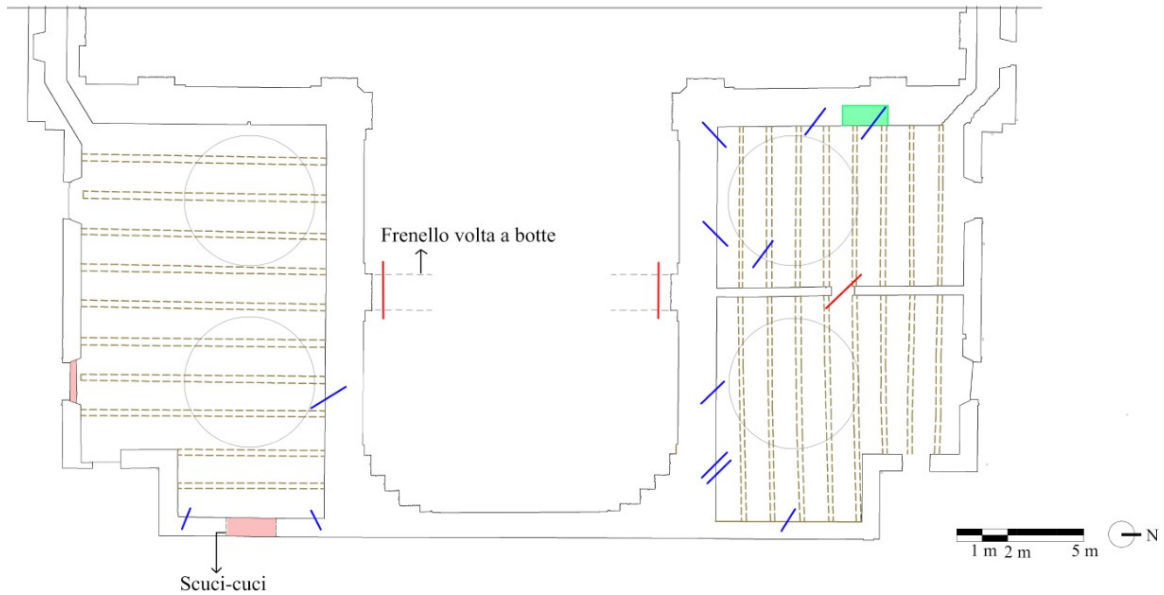


Figura 3.47 - Quadro fessurativo principale piano di copertura

3.2.4 Rilievo delle vulnerabilità e presidi

3.2.4.1 Vulnerabilità

Il fatto che la Cattedrale sia stata costruita in epoca successiva al Battistero determina la presenza di una certa vulnerabilità nella zona di collegamento tra i due edifici, come anticipato nel Paragrafo 3.1.4.1, in quanto la sezione di muratura in pianta è piuttosto esigua e risulta più snella rispetto al resto. I due edifici entrano in contatto anche in alzato, in corrispondenza del tamburo del Battistero e dello spigolo della Cattedrale (Figura 3.48 a). Dal quadro fessurativo esaminato precedentemente risulta evidente come sia stata la Cattedrale a subire una torsione, che ha portato al contatto con l'edificio adiacente.

In corrispondenza di tale spigolo, è presente il capochiave di un tirante perpendicolare alla facciata; il paletto appare deformato e rientrato rispetto alla superficie muraria (Figura 3.48 a), evidenziando l'entrata in tiro.

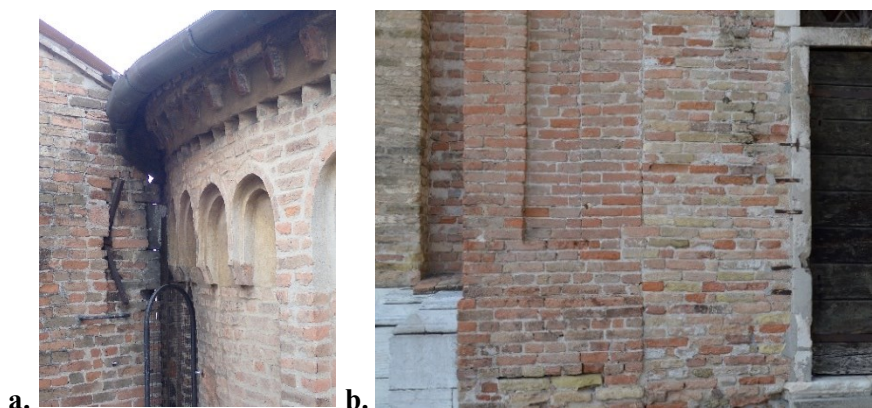


Figura 3.48 – a. Intersezione tra copertura della Cattedrale e del Battistero; b. Ammorsamento tra Cattedrale e sgabuzzino

Anche l'ammorsamento tra il corpo di fabbrica compreso tra Cattedrale e Battistero non è di qualità, infatti dalla Figura 3.48 b si può notare come l'ingranamento tra gli elementi resistenti sia praticamente nullo; consistono in due pareti appoggiate, collegate solamente da un letto di malta.

Un elemento di vulnerabilità presente nella Cattedrale invece è lo spessore ridotto delle cupole, presenti a copertura delle navate laterali. Infatti, queste in riferimento al rilievo laser scanner presentano uno spessore di circa 15 cm, e dal sopralluogo effettuato in sito, è risultato evidente come in alcune di esse il quadro fessurativo all'estradosso sia piuttosto marcato come illustrato dalla

Figura 3.49. Oltre a ciò, queste sviluppano una forma ribassata, presentandosi piatte nella chiave di volta, caratterizzando così l'aumento della spinta laterale orizzontale che esercitano. Inoltre, ai lati sono presenti dei frenelli, i quali scaricano il loro peso nella chiave di volta delle arcate sottostanti, creando uno schema scarico non ideale.

Le aperture nel prospetto est della Cattedrale sono di dimensione ridotta rispetto allo spessore e all'estensione della facciata; inoltre, i rosoni risultano allineati con il portale principale, creando ai loro lati dei maschi murari abbastanza consistenti, se non fosse per la presenza di due nicchie tra i portali d'ingresso. L'ammorsamento tra la facciata originale e le ricostruzioni post-belliche sembra ben eseguito e non si riscontrano lesioni in corrispondenza di questo.



Figura 3.49 - Estradosso di una cupola della Cattedrale

Come evidente dalla Figura 3.50 le parti più sollecitate dalle strutture spingenti nella Cattedrale sono le arcate che suddividono le navate; infatti, su di esse insistono le spinte delle cupole laterali, le spinte degli archi che dividono le campate e la spinta della volta a botte centrale. Oltre alle spinte devono sostenere anche il peso della muratura soprastante. Al paragrafo 3.2.3 si è visto come su diverse arcate insistessero delle lesioni in corrispondenza della parte sommitale, il motivo potrebbe essere dal fatto che le spinte che vi insistono non sono del tutto compensate.

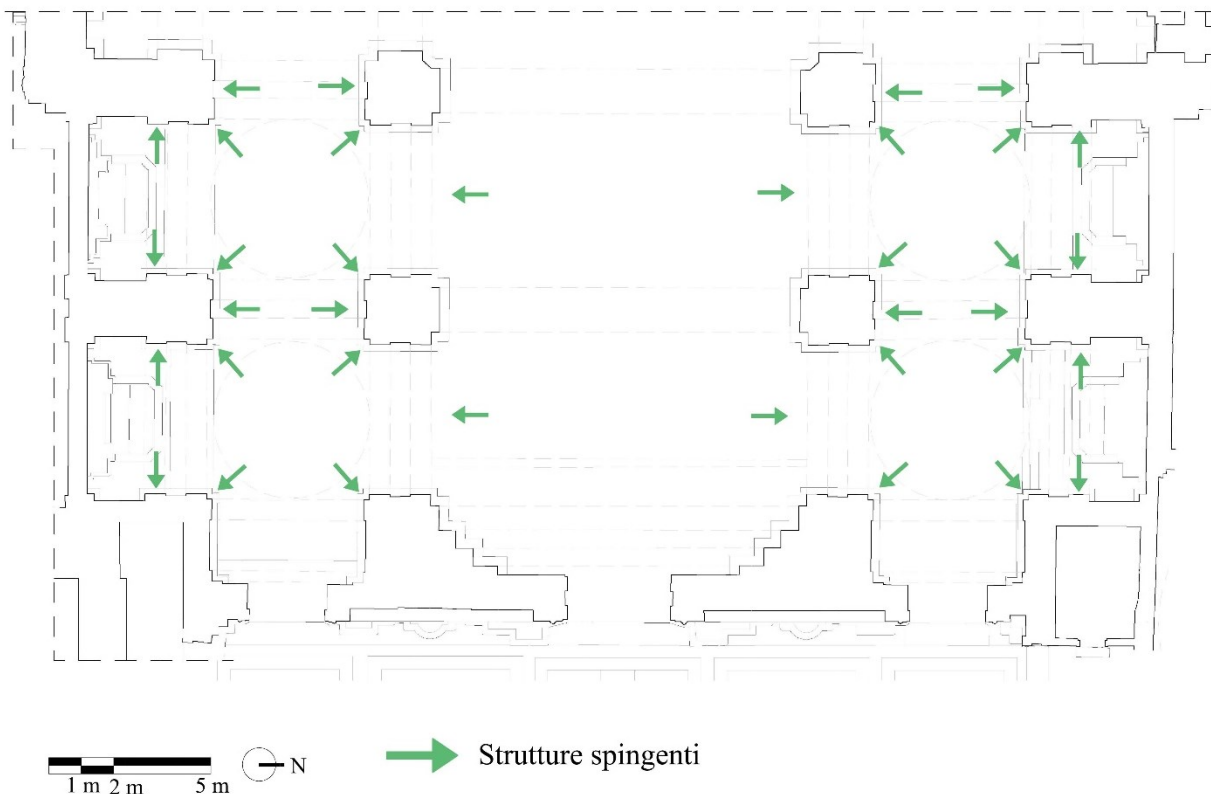


Figura 3.50 - Distribuzione delle spinte nella Cattedrale

3.2.4.2 Presidi

Dall'osservazione della facciata della Cattedrale è emersa invece la presenza di un tirante in direzione est-ovest, nell'estremo angolo in alto a destra, visibile in Figura 3.51 a. Questo tirante risulta essere entrato in tiro, in quanto il capochiave è deformato dal tiro della catena. In questo caso la muratura risulta danneggiata nell'immediato intorno del paletto a causa dell'entrata in azione del tirante, definendosi così non resistente in

maniera adeguata all'azione di contrasto richiesta. Dal sottotetto della navata nord è visibile il capochiave di un altro tirante, perpendicolare al precedente, in ottimo stato (Figura 3.51 b).



Figura 3.51 – a. Tirante longitudinale Cattedrale; b. Tirante trasversale Cattedrale

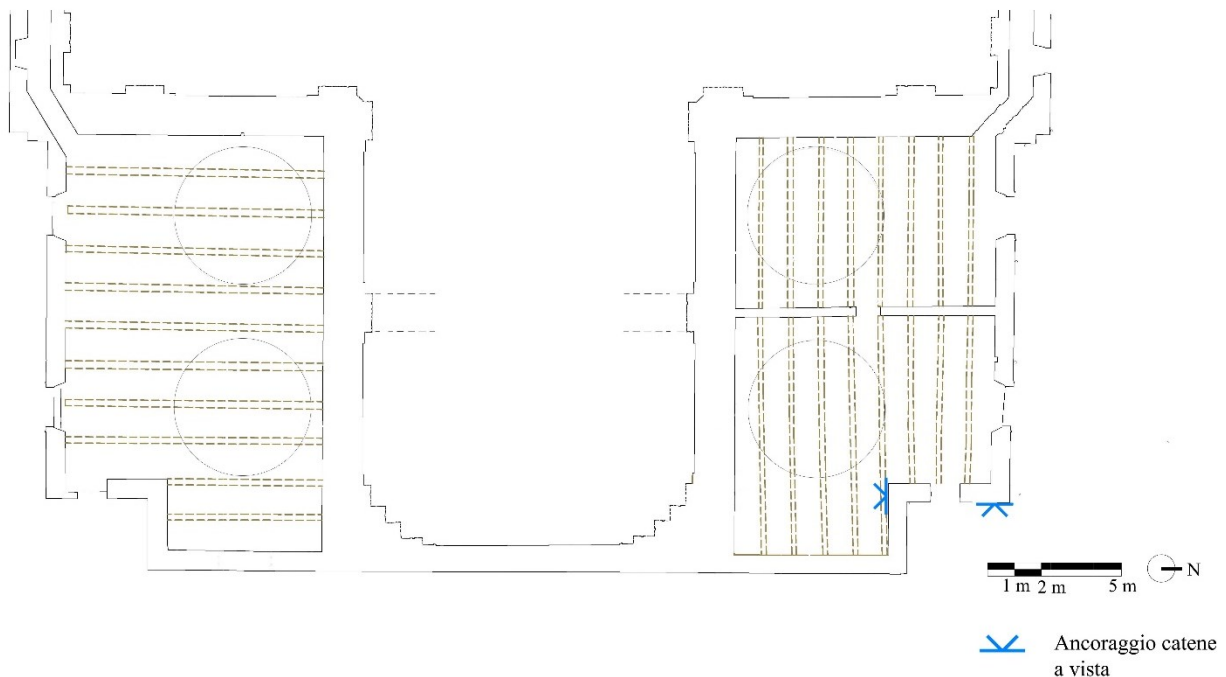


Figura 3.52 - Presidi Cattedrale

3.2.5 Nuova campagna di indagine

Oltre alla struttura del Battistero è fondamentale approfondire la conoscenza anche della parte di Cattedrale strettamente correlata ad esso. Di seguito viene illustrato un piano di indagine (Figure 3.53, 3.54, 3.55, 3.56), strutturato dallo Studio SM Ingegneria S.r.l., che prevede la realizzazione di prove in grado di indagare i dettagli costruttivi, le caratteristiche geometriche e i parametri meccanici della muratura. Sono previste sostanzialmente prove non distruttive o debolmente distruttive, al fine di limitare il loro impatto sul manufatto oltre ad anche delle prove sul terreno.

Le tipologie di prove previste sono le seguenti:

Video-endoscopia: volte ad approfondire e caratterizzare la morfologia della muratura, valutando la struttura interna e il materiale.

Carotaggi: vengono abbinati alle video-endoscopie e servono per prelevare campioni di materiale.

Tomografie elettriche o soniche: al fine di determinare la composizione interna delle murature, in combinazione con le video-endoscopie e i carotaggi, individuando la presenza di cavità e discontinuità interne.

Georadar: per individuare irregolarità e in certi casi anche per la ricerca di elementi metallici interni alla muratura.

Saggi: effettuati a pavimento o a soffitto con il fine di ispezionare i pacchetti strutturali e alcuni dettagli costruttivi.

Indagini con termocamera: al fine di indagare il grado di ammassamento di alcune pareti.

Martinetto piatto singolo e doppio: per stimare lo stato tensionale della muratura e determinare le caratteristiche di deformabilità e una stima del valore di resistenza della stessa.

Prove sclerometriche su malta: valutazione qualitativa della resistenza a compressione della malta.

Classificazione a vista del legno: si individua la classe e tipologia del legno, i difetti e le caratteristiche specifiche.

Prova resistografica: per identificare le variazioni di densità lungo la sezione delle travi, in modo da distinguere il legno sano da quello danneggiato.

Prova termoigrometrica: si ottiene la misurazione della temperatura e dell'umidità relativa dell'elemento analizzato.

Prova penetrometrica standard (CPT): prova sul terreno per determinarne le caratteristiche meccaniche.

Prova MASW: caratterizzazione sismica dei terreni.

Prov HVSR: determinazione della frequenza caratteristica di risonanza del terreno.

3.2.5.1 Pianta piano terra

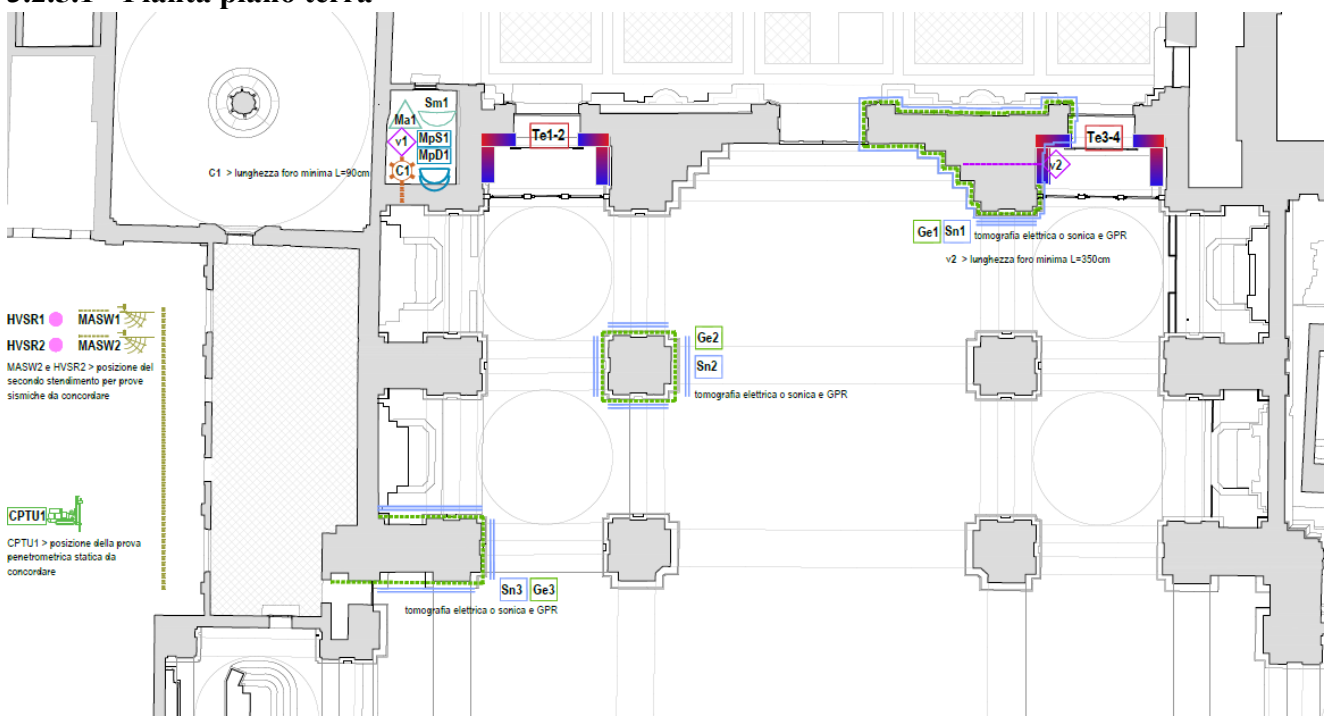


Figura 3.53 - Piano d'indagine piano terra (SM Ingegneria s.r.l., 2022)

LEGENDA PROVE		N.
MpS1	MpS# > martinetto piatto singolo	5
MpD1	MpD# > martinetto piatto doppio (si intende compreso anche il martinetto singolo)	3
Sn1	Sn# > tomografia elettrica 3D o sonica	3
Te1	Te# > indagine con termocamera	4
Ge1	Ge# > indagine con georadar	9
Ma1	Ma# > prelievo di campione di malta ed analisi fisico-chimica con rilievo dello spessore dei giunti	7
Sm1	Sm# > prova sclerometria su malta con rilievo dello spessore dei giunti	7
C1	C# > Carotaggio su muratura	3
Rit1	Rit# > rilievo geometrico dimensionale e dei dettagli costruttivi (ammorsamenti)	1
Rp1	Rp# > saggio per determinazione composizione /stratigrafia pavimentazione	1

Rs1	Rs# > saggio a soffitto con rilievo delle caratteristiche geometriche del solaio	1
v1	v# > video-endoscopia (a parete vp o su solaio vs) previo foro con carotatrice di piccolo diametro o trapano. <u>La lunghezza minima del foro è indicata in tavola</u>	13
Re1	Re# > resistograph + igrometro da legno (da eseguirsi a campione) su travi principali e secondarie	44
CL1	CL# > classificazione a vista di elementi in legno	17
	rilievo e mappatura tipologia di elementi di copertura dell'ambiente (pianelle, tavelloni, tavolato etc.)	4
MASW1	MASW# > prova geofisica MASW	2
	HVSR# > prova geofisica HVSR	2
CPTU1	CPTU# > prova penetrometrica statica con piezocono	1

Figura 3.54 - Legenda prove (SM Ingegneria s.r.l., 2022)

3.2.5.2 Pianta sottotetti navate laterali

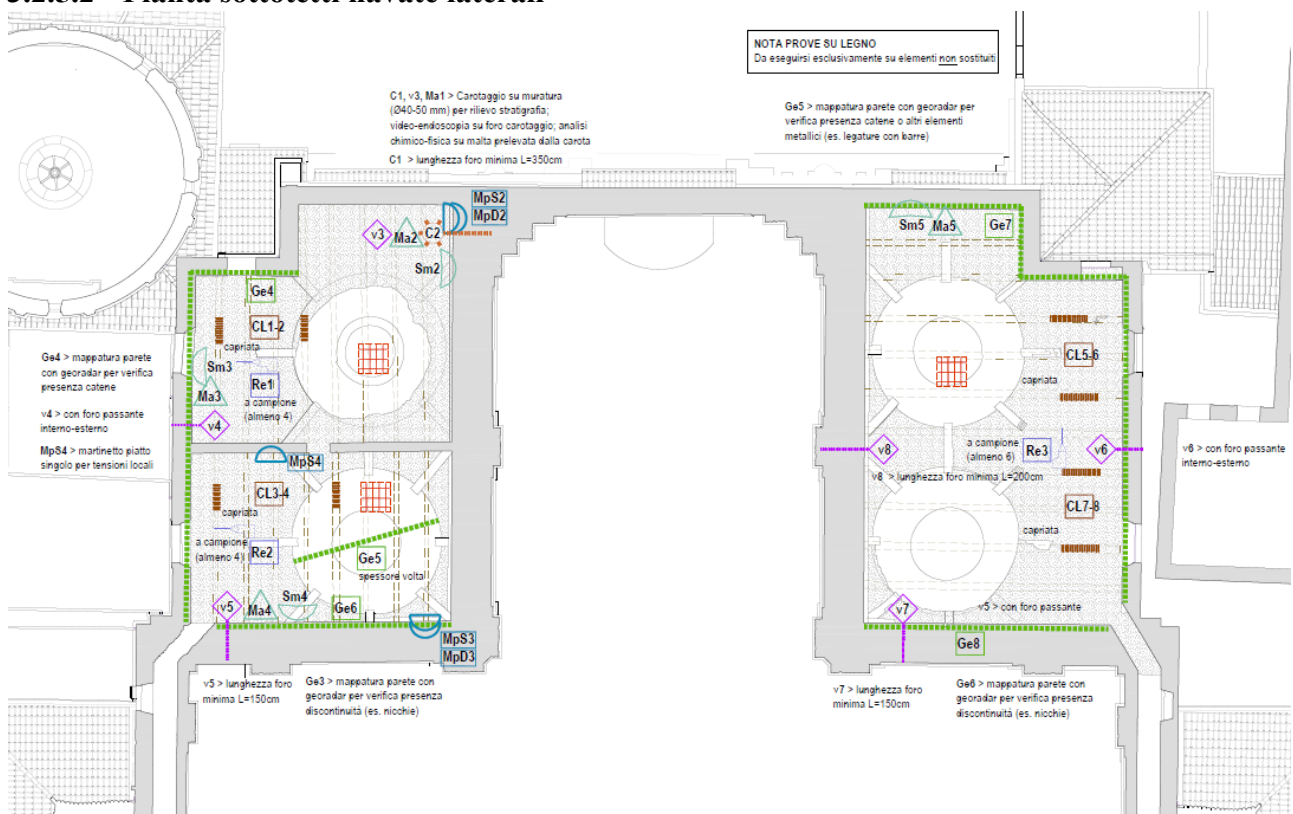


Figura 3.55 - Piano d'indagine copertura navate laterali (SM Ingegneria s.r.l., 2022)

3.3 Esiti del percorso di conoscenza

3.3.1 Definizione del fattore di confidenza

Di seguito si procede al calcolo del Fattore di confidenza in Tabella 3.7, associato al livello di conoscenza, tramite il metodo esplicito nelle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale ed esposto al Paragrafo 1.4.1.

Tabella 3.7 - Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza

Rilievo geometrico	Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
Rilievo geometrico completo FC1=0,05	Restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) FC2=0,12	parametri meccanici desunti da dati già disponibili FC3=0,12	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni FC4=0,06
Rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi FC1=0	Restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) FC2=0,06	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3=0,06	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali limitate indagini sul terreno e le fondazioni FC4=0,03
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) FC2=0	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3=0	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni FC4=0

Avendo avuto a disposizione un rilievo laser scanner del complesso, si è potuto conoscere in maniera approfondita sia la conformazione che le dimensioni dei singoli elementi che lo compongono. Dal punto di vista strutturale-materico invece non sono ancora state eseguite delle analisi approfondite in modo da caratterizzare per via sperimentale sia i materiali che la struttura dei singoli edifici. Definendo così un valore di coefficiente parziale corrispondente alla conoscenza acquisita per ogni categoria, è possibile calcolare il fattore di confidenza tramite l'Equazione 37.

$$F_C = 1 + \sum F_{Ck}$$

Equazione 37 – Fattore di confidenza, Formula 4.1 Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

Sostituendo i dati nell'Equazione 37 si ottiene un FC=1,20, che riconduce a un livello di conoscenza intermedio del caso studio (LC2).

3.3.2 Caratteristiche dei materiali

3.3.2.1 Muratura

Sia per Battistero che per Cattedrale è stata definita da normativa un'unica tipologia muraria corrispondente a "Muratura in mattoni pieni e malta di calce", le cui caratteristiche meccaniche sono definite in Tabella C8.5.I della Circolare 2019. In base al livello di conoscenza individuato in precedenza, la normativa prevede l'assunzione dei valori medi, tra quelli riportati in tabella, sia per le resistenze che per i moduli elastici, ottenendo le caratteristiche in Tabella 3.8. I valori caratteristici delle resistenze ottenuti devono poi essere ridotti del coefficiente di sicurezza del materiale γ_m , che per verifiche allo SLV prende il valore di $\gamma_m=2^{15}$.

Tabella 3.8 - Parametri meccanici medi

Parametri meccanici	Valore
Peso specifico W	18 kN/m ³
Resistenza a compressione f_c	3,45 N/mm ²
Resistenza a taglio τ_d	0,20 N/mm ²
Modulo elastico E	1500 N/mm ²
Modulo elastico tangenziale G	500 N/mm ²

I valori delle resistenze di progetto (Equazione 38 e 39), tenendo conto del fattore di confidenza (FC) e del coefficiente di sicurezza del materiale (γ_m) sono:

$$f_c = \frac{f}{\gamma_m FC} = \frac{3,45}{2 \times 1,20} = 1,43 \text{ N/mm}^2$$

Equazione 38 - Resistenza a compressione di progetto

$$\tau_d = \frac{\tau_0}{\gamma_m FC} = \frac{0,20}{2 \times 1,20} = 0,083 \text{ N/mm}^2$$

Equazione 39 - Resistenza a taglio di progetto

Considerando che la normativa non fornisce dei valori di resistenza a trazione per la muratura, questa viene calcolata come da Equazione 40.

$$f_t = 1,5\tau_0 = 1,5 \times 0,083 = 0,125 \text{ N/mm}^2$$

Equazione 40 - Resistenza a trazione di progetto, paragrafo C8.7.1.3.1 Circolare 2019

In Tabella 3.9 vengono riportati i parametri di progetto.

Tabella 3.9 - Parametri di progetto

Parametri meccanici	Valore
Peso specifico W	18 kN/m ³
Resistenza a compressione f_c	1,43 N/mm ²
Resistenza a taglio τ_d	0,083 N/mm ²
Resistenza a trazione f_t	0,125 N/mm ²
Modulo elastico E	1500 N/mm ²
Modulo elastico tangenziale G	500 N/mm ²

¹⁵ Tabella 4.5.II NTC 2018

3.3.2.2 Legno

Le strutture di copertura del tamburo del Battistero e delle navate della Cattedrale sono costituite da un telaio in travi lignee di diversa sezione. Il legno utilizzato non è stato caratterizzato tipologicamente, viene perciò considerato un peso specifico intermedio, tra quello delle conifere e delle latifoglie, di $W = 6 \text{ kN/m}^3$ ¹⁶.

¹⁶ Tabella 3.1.I NTC 2018

3. Percorso di conoscenza

4 Analisi dei carichi e azioni

4.1 Battistero

4.1.1 Strutture verticali

4.1.1.1 Aula

I carichi G_1 che riguardano i pesi propri strutturali del Battistero vengono computati considerando il peso specifico del materiale costituente $W=18 \text{ kN/m}^3$. In Figura 4.1 viene schematizzata l'individuazione delle pareti della struttura e in Tabella 4.1 le caratteristiche geometriche.

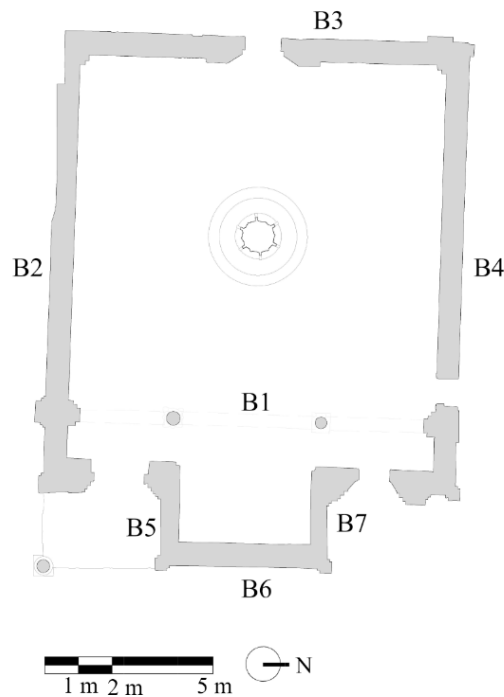


Figura 4.1 - Numerazione setti murari

Tabella 4.1 - Caratteristiche geometriche e G_1

Elemento	Altezza [m]	Lunghezza [m]	Spessore [m]	Volume [m ³]	P [kN]
Parete B1	-	11,14	0,43	50,8	914,4
Parete B2	12,51	11,66	0,72	105,0	1890,4
Parete B3	12,51	12,07	0,73	110,2	1984,0
Parete B4	12,51	11,7	0,73	106,8	1923,2
Parete B5	6,6	2,45	0,59	9,5	171,7
Parete B6	6,6	5,3	0,72	26,5	478,5
Parete B7	6,6	2,63	0,50	8,6	156,2

4.1.2 Cupole e volte

4.1.2.1 Abside: Cupola

Di seguito si propone il calcolo della spinta della cupola dell'abside, seguendo tre differenti metodi:

- Calcolo manuale tramite il metodo grafico;
- Tramite il software Arco, approssimando la cupola a una volta a botte con le medesime caratteristiche geometriche;

- Tramite la modellazione FEM, ricavando sia la spinta a una quota di +1.22 m che nel punto di scarico dei pennacchi.

Calcolo manuale

Si calcola approssimativamente il carico verticale che la cupola, con caratteristiche geometriche in **Errore. L'autoriferimento non è valido per un segnalibro.**, scarica a una quota di +1,22 m dall'imposta, altezza in cui si congiunge con la parete del tamburo, che risulta essere $Q=130$ kN.

Suddividendo il peso totale per la circonferenza della porzione di cupola è possibile trovare la spinta verticale al metro.

$$S_V = \frac{Q}{2\pi r} = 14,77 \text{ kN/m}$$

Tramite il metodo grafico si individua l'angolo con cui è applicata la spinta totale dell'elemento, pari a 33° rispetto alla normale (Figura 4.2). Applicando le proprietà trigonometriche, è possibile ricavare la spinta orizzontale tramite la seguente formulazione:

$$S_O = S_1 \tan \theta = 9,59 \text{ kN/m}$$

Tabella 4.2 - Caratteristiche cupola

Carico	Elemento	Spessore [m]	Raggio [m]	θ [°]	γ_{vol} [kN/m ³]
G _{1,1}	Cupola abside	0,20	1,40	48	18

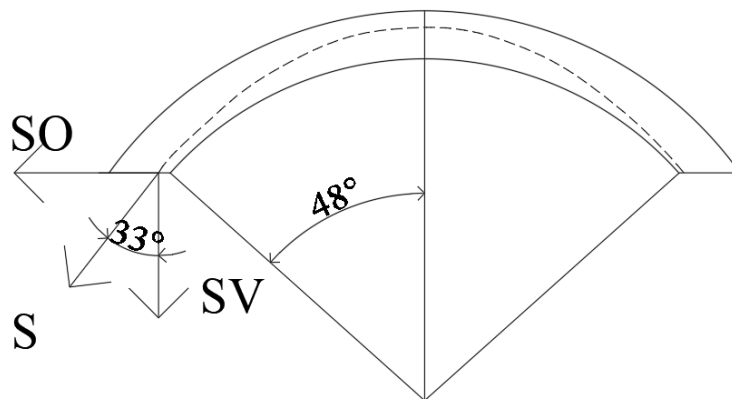


Figura 4.2 - Spinta della cupola a quota +1.22 dall'imposta

Calcolo tramite Arco

Nel caso in cui invece si approssimasse la cupola a una volta a botte (Figura 4.3), di larghezza pari al diametro della cupola e altezza pari al raggio, e con spessore dei conci lo spessore della calotta, si otterrebbero i seguenti risultati.

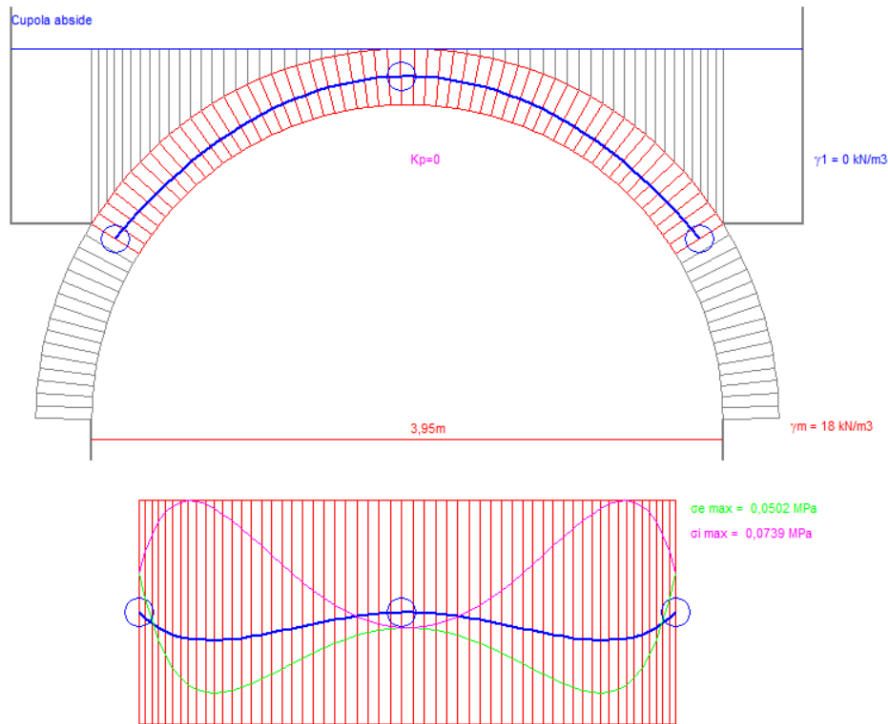


Figura 4.3 - Approssimazione cupola con una volta a botte

Risolviendo la struttura tramite il software Arco si ottengono i valori di $S_V=13,76$ kN/m per la componente verticale, mentre $S_O=11,14$ kN/m per la componente orizzontale.

Calcolo tramite modellazione FEM

La spinta risultante dei pennacchi in Figura 4.4 risulta di 92,90 kN, rispettivamente con spinta verticale $S_V=91,00$ kN e spinta orizzontale $S_O=16,0$ kN.

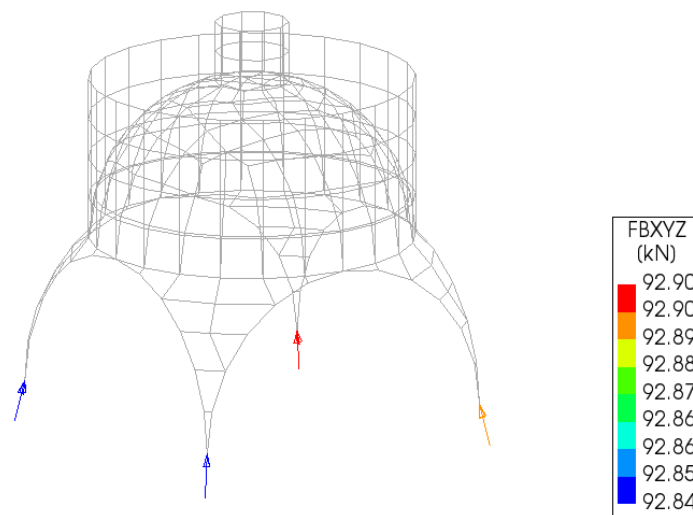


Figura 4.4 - Spinte alla base dei pennacchi con modellazione FEM

A quota +1.22 m dall'imposta della cupola invece si ottiene una spinta verticale di 14,76 kN/m e una orizzontale di 8,49 kN/m (Figura 4.5).

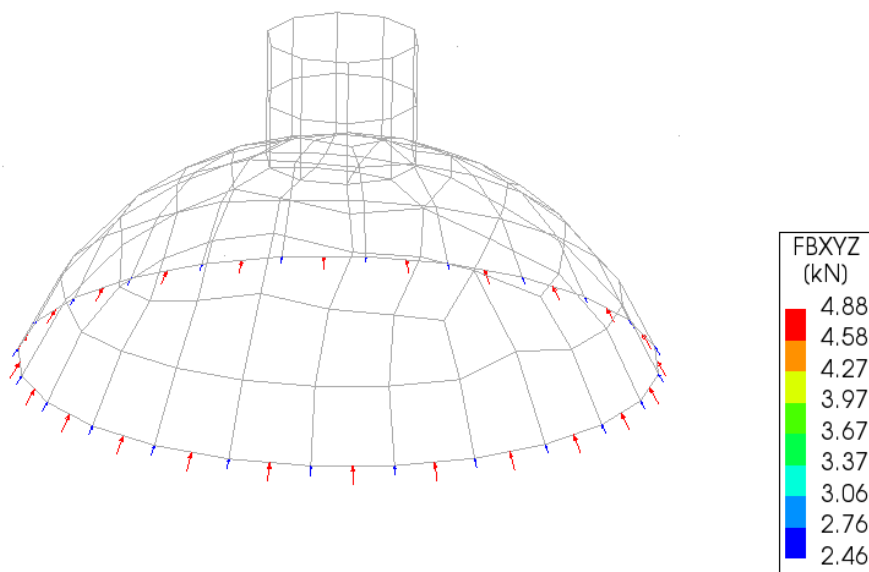


Figura 4.5 - Spinte della cupola a quota +1.22 m dall'imposta con modellazione FEM

Confronto

Le spinte calcolate tramite i metodi esposti (**Errore. L'autoriferimento non è valido per un segnalibro.**) risultano coerenti tra di loro, le uniche che si discostano maggiormente risultano essere quelle del metodo con Arco, e può essere dovuto al fatto che la cupola viene approssimata ad un arco e non mantiene le sue caratteristiche originarie.

Tabella 4.3 - Confronto tra le spinte

Metodo	SV [kN/m]	SO [kN/m]
A mano	14,77	9,59
Arco	13,74	11,15
FEM	14,76	8,49

4.1.2.2 Aula: Cupola

Come esplicito per la zona absidale, anche per la cupola principale vengono utilizzati gli stessi metodi di stima della spinta, a una quota di +2,87 m dall'imposta, altezza con cui si interseca con la parete del tamburo.

Calcolo manuale

Come per la cupola dell'abside, anche per quella principale, con caratteristiche in **Errore. L'autoriferimento non è valido per un segnalibro.**, è stato stimato il peso, tramite un modello tridimensionale dell'elemento, $Q=1322$ kN.

Tramite la metodologia precedente è possibile ricavare le spinte $S_v=43,94$ kN/m e $S_o=29,63$ kN/m (Figura 4.6).

Tabella 4.4 - Caratteristiche cupola

Carico	Elemento	Spessore [m]	Raggio [m]	θ [°]	γ_{vol} [kN/m ³]
G _{1,1}	Cupola	0,40	4,70	59	18

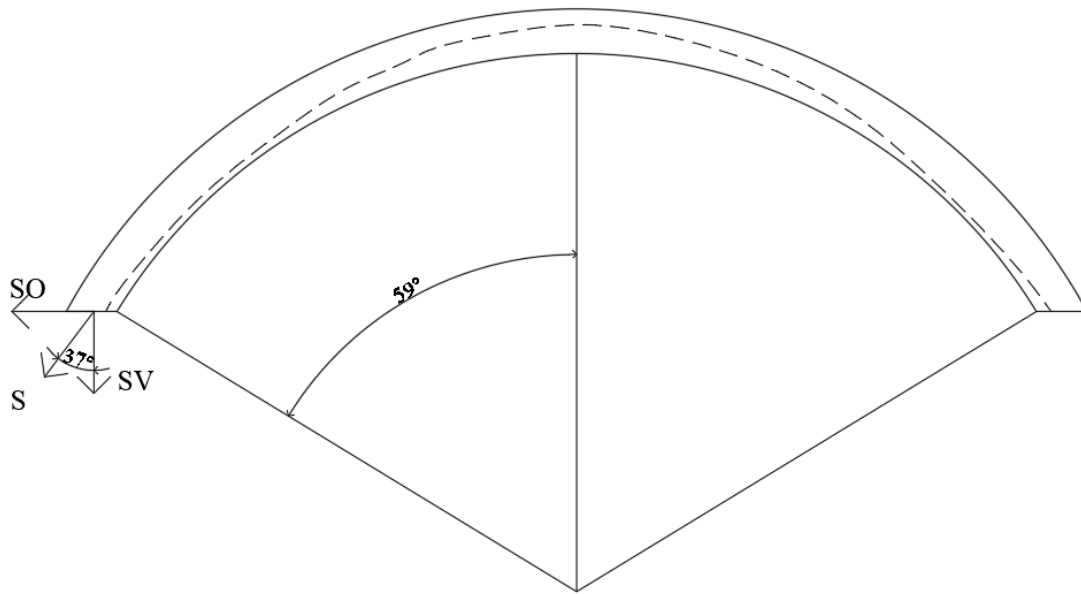


Figura 4.6 - Spinte cupola a quota +2,87 dall'imposta

Calcolo tramite Arco

Approssimando invece la cupola sferica con una volta a botte come in Figura 4.7, con larghezza il diametro della cupola, altezza il raggio e spessore quello della calotta, si ottengono i seguenti risultati.

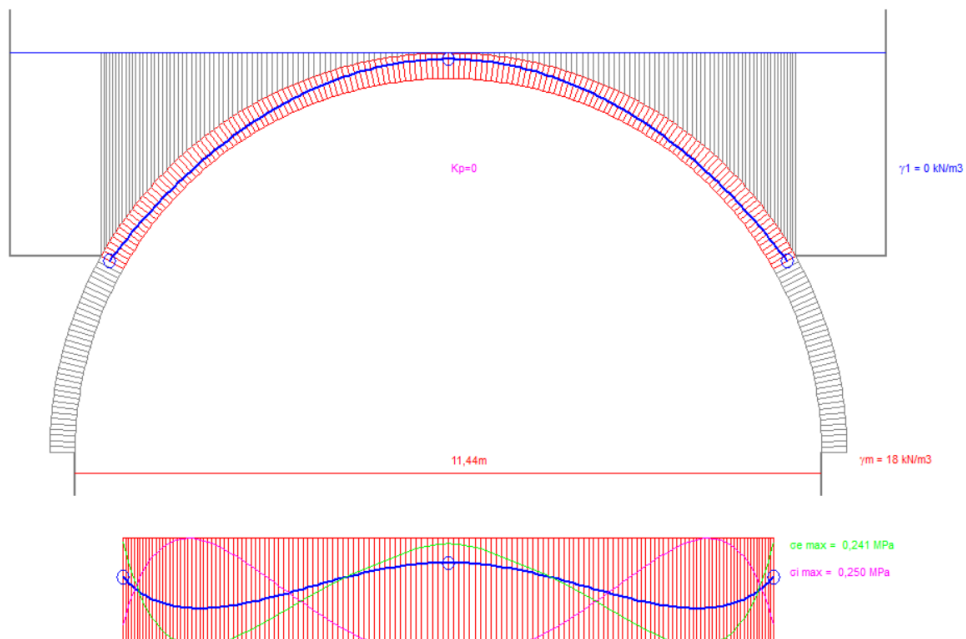


Figura 4.7 - Approssimazione della cupola con una volta a botte

In questo caso si ottengono dei valori di $S_V=43,91$ kN/m e $S_O=33,35$ kN/m.

Calcolo tramite FEM

I pennacchi esercitano una spinta totale di 940.28 kN, da cui si ricava $S_v=921$ kN e $S_o=130$ kN (Figura 4.8).

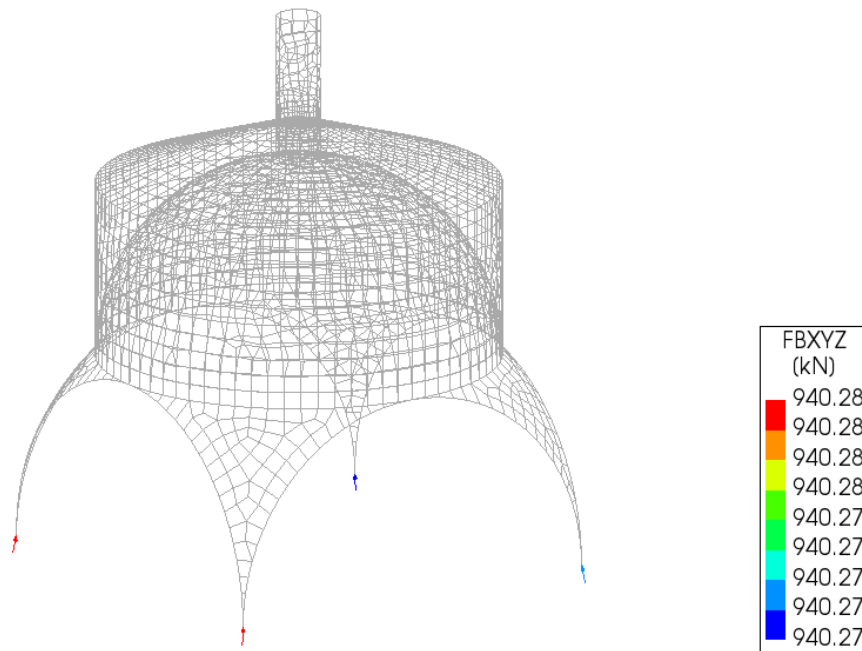


Figura 4.8 - Spinta alla base dei pennacchi con modellazione FEM

A quota +2.87 m dall'imposta della cupola si calcola la spinta della stessa, che risulta scomposta nelle due componenti $S_v=44,78$ kN/m e $S_o=28,75$ kN/m (Figura 4.9)

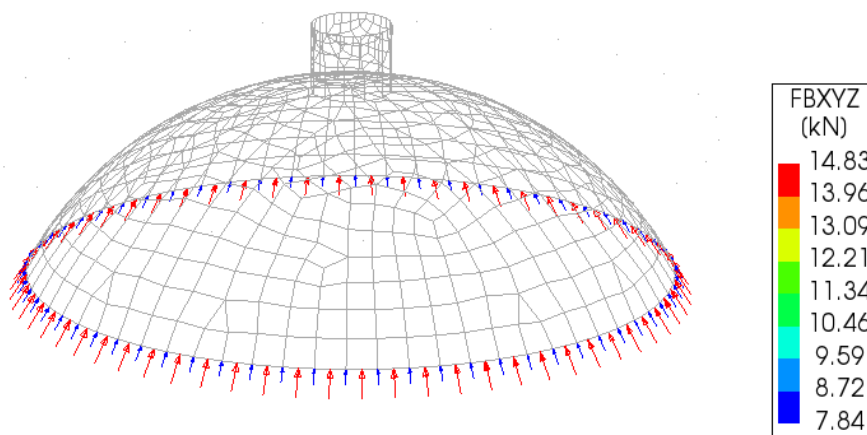


Figura 4.9 - Spinta a quota + 2.87 dall'imposta della cupola con modellazione FEM

Confronto

Come nel caso precedente, anche qui è la spinta orizzontale calcolata tramite il software Arco a differenziarsi maggiormente; le altre hanno valori coerenti tra di loro (**Errore. L'autoriferimento non è valido per un segnalibro.**).

Tabella 4.5 - Confronto tra le spinte

Metodo	SV [kN/m]	SO [kN/m]
A mano	43,94	29,63
Arco	43,91	33,35

FEM	44,78	28,75
------------	-------	-------

4.1.2.3 Volte a crociera

A copertura degli ambienti interni dei due ingressi posti nel prospetto est, vi sono delle volte a crociera, che scaricano la loro spinta anche sulla parete perimetrale est. Sempre tramite il modello FEM si calcola la portata di tale spinta delle volte in Figura 4.10.

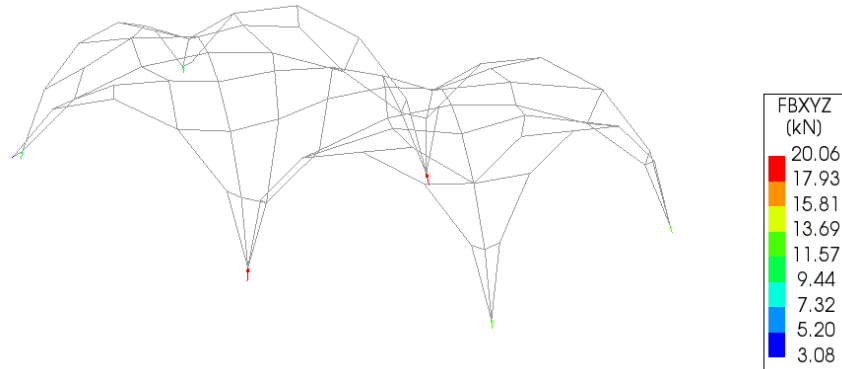


Figura 4.10 - Spinte volte a crociera

Si individua quindi la spinta totale verticale che esercitano sulla parete est che risulta essere di $S_v=42,08$ kN e la spinta orizzontale $S_o=11,75$ kN.

4.1.3 Copertura

4.1.3.1 Abside: Copertura cupola

La copertura della cupola dell'abside è costituita da un telaio portante ligneo come da Figura 4.11 con travi di sezione 15x15 cm circa. Il manto si chiude con tavelle e coppi in laterizio di cui le caratteristiche sono riportate in Tabella 4.6.

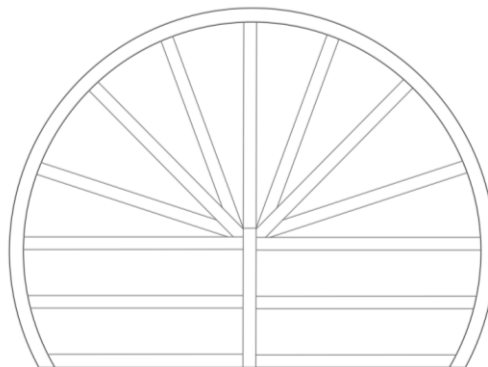


Figura 4.11 - Schema orditura copertura abside

Tabella 4.6 - Caratteristiche geometriche e carichi

Carico	Elemento	Area [m ²]	Volume [m ³]	Spessore [m]	γ_{vol} [kN/m ³]	Carico di superficie [kN/m ²]
G_{1,1}	Struttura in legno	20,36	0,921	-	6	0,27
G_{2,1}	Coppi	20,36	-	-	-	0,8
G_{2,2}	Tavelle	20,36	-	0,05	18	1
G_{2,3}	Guaina	20,36	-	-	-	0,05

4. Analisi dei carichi e azioni

In cui si ha $G_1=0,27 \text{ kN/m}^2$ peso proprio strutturale

$G_2=0,8+1+0,05=1,85 \text{ kN/m}^2$ peso proprio non strutturale

4.1.3.2 Abside: Copertura rimanente

La zona absidale, nel raccordarsi al tamburo, e alla parete del Battistero, crea un'area di copertura finora non computata, rappresentata in Figura 4.12, le cui caratteristiche sono in Tabella 4.7.

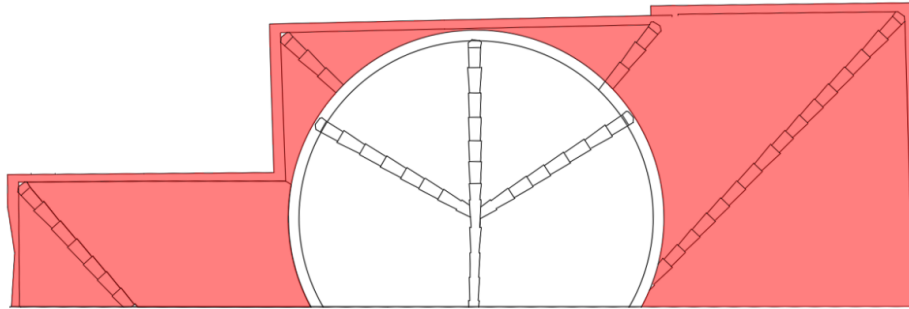


Figura 4.12 - Area di copertura

Tabella 4.7 - Caratteristiche geometriche e carichi

Carico	Elemento	Area [m ²]	Volume [m ³]	γ_{vol} [kN/m ³]	Carico di superficie [kN/m ²]
$G_{1,1}$	Muratura	39,57	9	18	4,1
$G_{2,1}$	Coppi	39,57	-	-	0,8
$G_{2,2}$	Guaina	39,57	-	-	0,05

In cui si ha $G_1=4,1 \text{ kN/m}^2$ peso proprio strutturale

$G_2=0,8+0,05=0,85 \text{ kN/m}^2$ peso proprio non strutturale

4.1.3.3 Aula: Copertura cupola

Anche la copertura della cupola principale è lignea, e ordita a raggiera; questa scarica sulla muratura perimetrale del tamburo, sulla lanterna, ma anche su una struttura intermedia lignea, che poggia direttamente sulla cupola, in Figura 4.13 a. Grazie alla documentazione fotografica è stato possibile stimare la dimensione della sezione delle travi che costituiscono l'orditura di 18x18 cm circa. Sopra la struttura portante vi è uno

strato di tavelle in laterizio, una guaina ardesiata e a finire i coppi in laterizio, le cui caratteristiche sono esplicitate in Tabella 4.8.

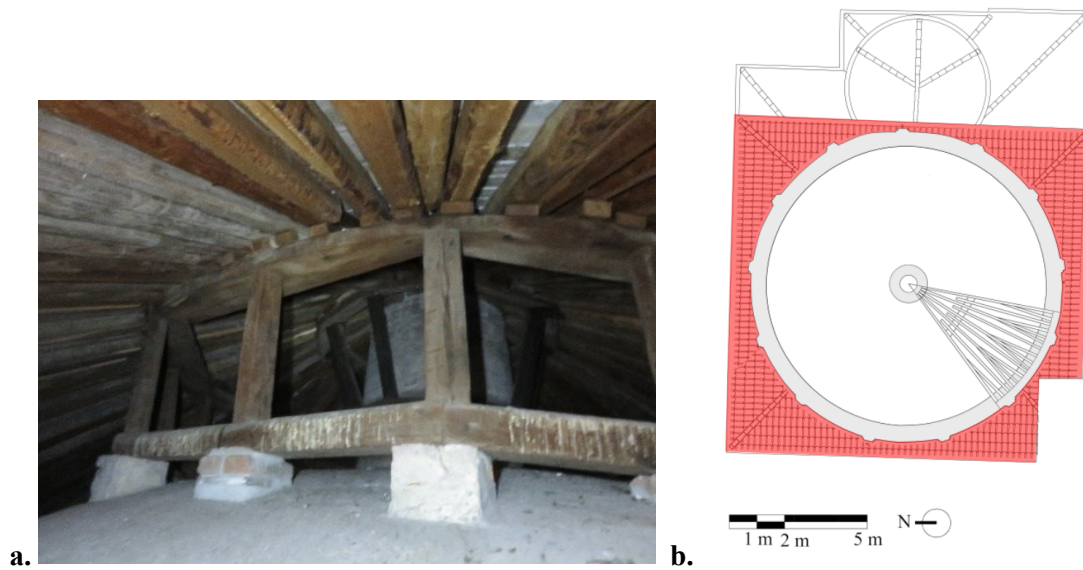


Figura 4.13 – a. Appoggio copertura; b. Orditura copertura e copertura rimanente

Tabella 4.8 - Caratteristiche geometriche e carichi

Carico	Elemento	Area [m ²]	Volume [m ³]	Spessore [m]	γ_{vol} [kN/m ³]	Carico di superficie [kN/m ²]
G _{1,1}	Struttura in legno travi 18x18	149	20,53	-	6	0,83
G _{2,1}	Coppi	149	-	-	-	0,8
G _{2,2}	Guaina ardesiata	149	-	-	-	0,05
G _{2,3}	Tavelle	149	-	0,05	18	1

Seguendo lo schema proposto per la copertura, le travi sono state stimate delle dimensioni e quantità riportate in Tabella 4.9.

Tabella 4.9 - Dimensionamento travi

Travi	Lunghezza [m]	N°
Lunghie	6,5	35
Medie	5,5	32
Corte	3,6	64

In cui si ha $G_1=0,83$ kN/m² peso proprio strutturale

$G_2=0,8+0,05+1=1,85$ kN/m² peso proprio non strutturale

4.1.3.4 Aula: Copertura rimanente

Anche l'aula quadrangolare, nel raccordarsi con il tiburio circolare, crea un'area di copertura riportata in Figura 4.13 b. Tale copertura, grazie a un saggio effettuato durante un sopralluogo in copertura, è costituita da laterizi pieni e malta di calce; le caratteristiche sono riportate in Tabella 4.10.

4. Analisi dei carichi e azioni

Tabella 4.10 - Caratteristiche geometriche e carichi

Carico	Elemento	Area [m²]	Volume [m³]	γ_{vol} [kN/m³]	Carico di superficie [kN/m²]
G_{1,1}	Muratura	47,44	18	18	6,82
G_{2,1}	Coppi	47,44	-	-	0,8
G_{2,2}	Guaina	47,44	-	-	0,05

In cui si ha $G_1=6,82 \text{ kN/m}^2$ peso proprio strutturale
 $G_2=0,8+0,05=0,85 \text{ kN/m}^2$ peso proprio non strutturale

4.2 Cattedrale

Per l'analisi dei carichi della Cattedrale, si è fatto riferimento solamente alla porzione oggetto di studio, costituita dalle prime due campate dell'aula. Come eseguito per il Battistero, anche quest'edificio è stato suddiviso in porzioni, di cui di seguito vengono analizzate le caratteristiche geometriche e di carico.

4.2.1 Strutture verticali

4.2.1.1 Muratura

La muratura della Cattedrale è stata suddivisa in setti come da Figura 4.14, dei quali vengono riportate in

Tabella 4.11 le caratteristiche geometriche, di cui viene evidenziato il valore del volume, che è quello che viene utilizzato per ricavare il peso delle singole pareti, ricavato sempre dal modello CAD 3D, realizzato su base del rilievo laser scanner.

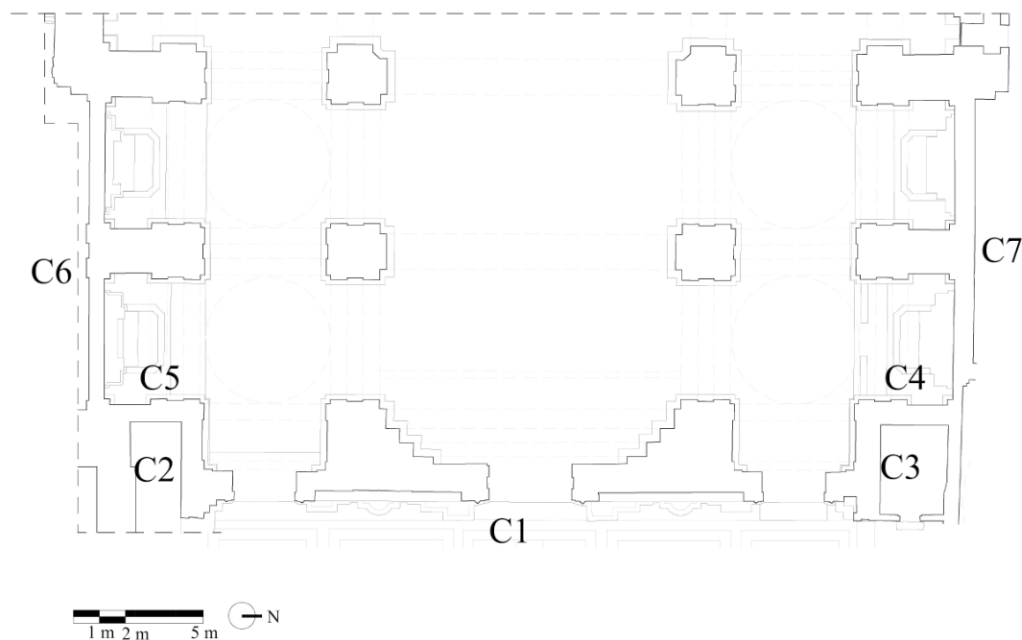


Figura 4.14 - Numerazione setti murari

Tabella 4.11 - Caratteristiche macroelemento

Elemento	Altezza media [m]	Lunghezza [m]	Spessore [m]	Volume [m ³]	γ_{vol} [kN/m ³]	P [kN]
Parete C1	23,7	32,76	0,93	724,0	18	13032
Parete C2	19,6	3,65	1,04	74,4	18	1339,2
Parete C3	19,72	4,5	1,4	124,2	18	2236,2
Parete C4	20,9	4,37	0,94	85,8	18	1545,3
Parete C5	21,3	5,3	0,79	89,1	18	1605,3
Parete C6	17,75	14,5	0,8	205,9	18	3706,2
Parete C7	17,9	13,21	0,85	201,0	18	3617,8

4.2.2 Cupole e volte

4.2.2.1 Volta a botte

La navata centrale, di altezza maggiore rispetto alle laterali, è coperta da una volta a botte che presenta in superficie una specie di basso rilievo che compone un motivo, interamente in muratura, come si può vedere da

Figura 4.15. Nel computo del volume, questo è stato ignorato, considerando la volta come piena in quanto lo scarto sarebbe stato minimo, con spessore indicato in Tabella 4.12.



Figura 4.15 - Volta a botte che copre la navata centrale

Tabella 4.12 - Caratteristiche della volta a botte

Carico	Elemento	Volume [m ³]	Spessore [m]	γ_{vol} [kN/m ³]
G _{1,1}	Volta a botte e rinfianchi	575,7	0,40	18

In Figura 4.16 viene riportato lo schema restituito dal software Arco.

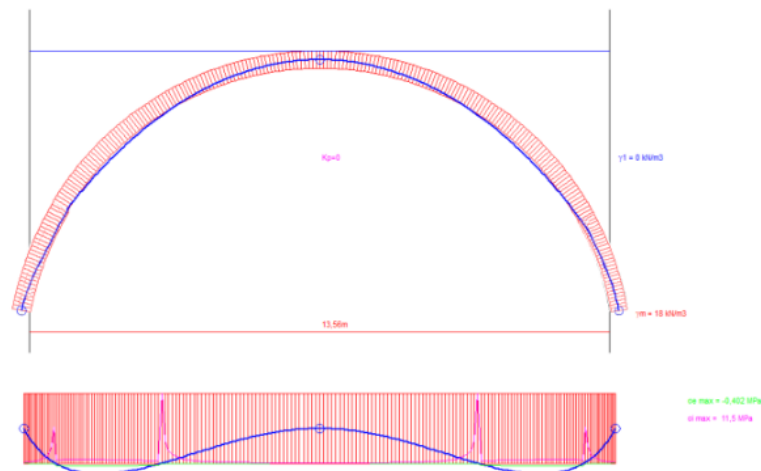


Figura 4.16 - Volta a botte

Nel calcolo delle spinte della volta è stato computato anche il riempimento del rinfianco presente ottenendo i valori in Tabella 4.13.

Tabella 4.13 - Spinte volta a botte

Elemento	SV [kN/m]	SO [kN/m]
Volta a botte	62,40	39,62

4.2.2.2 Cupole navate laterali

Ogni campata delle navate laterali, è coperta da una cupoletta a sesto ribassato (Figura 4.17), di cui i dati geometrici sono riportati in Tabella 4.14.



Figura 4.17 - Cupole delle navate laterali

Tabella 4.14 - Caratteristiche cupola

Carico	Elemento	Spessore [m]	Raggio [m]	Altezza [m]	θ [°]	γ_{vol} [kN/m ³]	Carico di superficie [kN/m ²]
G _{1,1}	Cupola	0,15	3	1,67	55	18	2,7

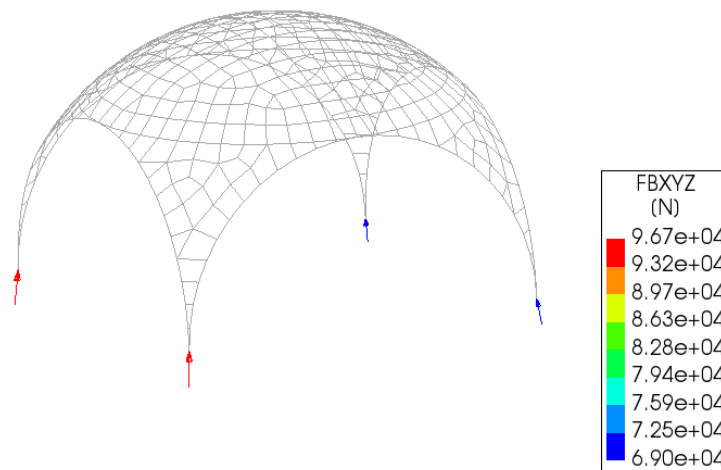


Figura 4.18 -Spinta alla base dei pennacchi con modellazione FEM

Si ottiene una componente verticale pari a 68,01 kN e una orizzontale di 8,33 kN (Figura 4.18).

4.2.2.3 Archi

La navata principale è separata da quelle laterali da una serie di arcate, con archi a tutto sesto. Di seguito, tramite il software Arco è stato possibile ricavare le spinte che i singoli archi esercitano all'imposta (Figura 4.19).

4. Analisi dei carichi e azioni



Figura 4.19 – a. Arco navata principale; b. Schema arco navata principale

Le spinte che si ottengono dal software sono riportate in Tabella 4.15.

Tabella 4.15 - Spinte arco

Elemento	SV (kN/m)	SO (kN/m)
Arco	373,2	275,1

4.2.2.4 Copertura navata principale

La copertura del sottotetto, corrispondente alla navata principale, è composta da una serie di capriate disposte parallelamente alla facciata, vedi Figura 4.20, con interasse di circa 1,80 m, che sostengono un'orditura di morali, tavelle e coppi, come rappresentato in Figura 4.21. La lunghezza e sezione delle travi è stata ricavata dalla sezione del rilievo laser scanner; l'interasse dei morali viene invece ipotizzato dalla documentazione fotografica del sottotetto. Nella Tabella 4.16 vengono riportati i pesi, riferiti anche al m^2 dei singoli costituenti della copertura.

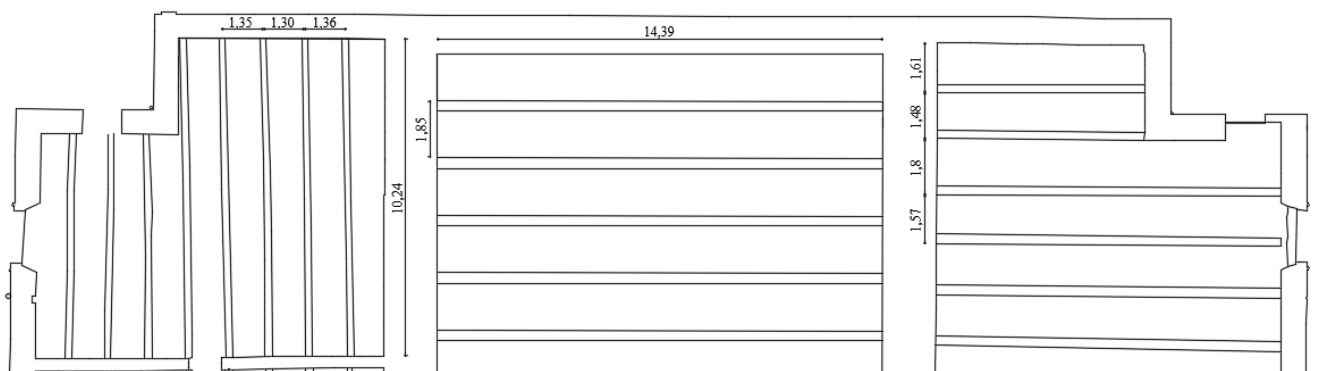


Figura 4.20 - Orditura copertura

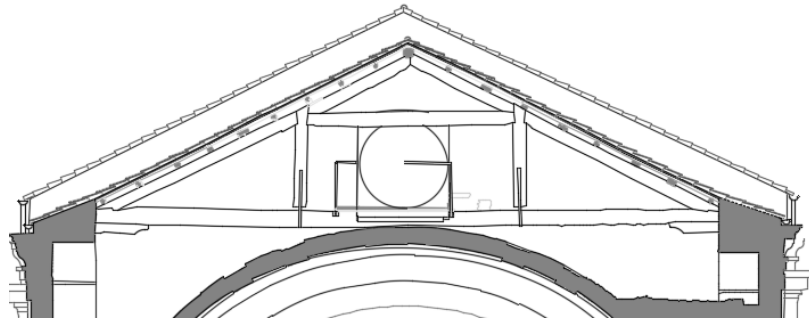


Figura 4.21 - Sezione copertura navata centrale

Tabella 4.16 - Caratteristiche geometriche e carichi

Carico	Elemento	Area [m ²]	Volume [m ³]	γ_{vol} [kN/m ³]	Carico di superficie [kN/m ²]
G_{1,1}	Travi principali	43,2	3,303	6	0,46
G_{2,1}	Tavelle	43,2	-	18	1
G_{2,2}	Coppi	57,42	-	-	0,8
G_{2,3}	Travi secondarie	43,2	1,764	6	0,24

Le travi delle capriate sono state considerate con una sezione di 0,3x0,3 m disposte con un interasse di circa 1,80 m; i morali dell'orditura secondaria invece sono stati considerati con una sezione di 0,1x0,1 m ad un interasse di 0,25 m.

In cui si ha $G_1=0,46$ kN/m² peso proprio strutturale

$G_2=0,24+0,8+1=2,045$ kN/m² peso proprio non strutturale

4.2.2.5 Copertura navata nord

La copertura del sottotetto della navata a nord è costituita da delle travi reticolari disposte perpendicolarmente alla facciata, come in Figura 4.20, la cui sezione è stata ricavata dalla sezione del rilievo laser scanner in Figura 4.22; poi un'orditura di morali, tavelle e coppi. Di seguito in Tabella 4.17 viene riportato il riepilogo dei carichi che costituiscono il pacchetto di copertura descritto in precedenza.

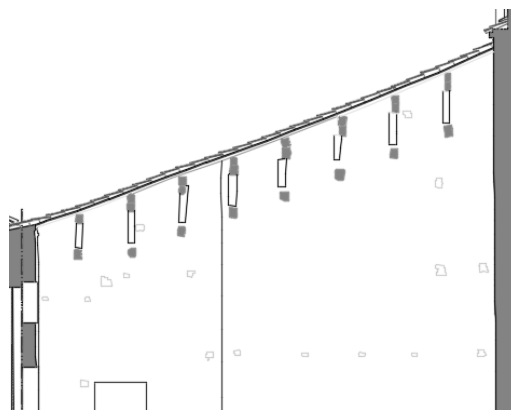


Figura 4.22 - Sezione copertura navata nord

Tabella 4.17 - Caratteristiche geometriche e carichi

Carico	Materiale	Area [m ²]	Volume [m ³]	Spessore [m]	γ_{vol} [kN/m ³]	Carico di superficie [kN/m ²]
G_{1,1}	Travi principali	21,6	1,24	-	6	0,34
G_{2,1}	Tavelle	21,6	-	0,03	18	0,54
G_{2,2}	Coppi	24	-	-	-	0,8
G_{2,3}	Travi secondarie	21,6	0,361	-	6	0,1

In cui si ha $G_1=0,34$ kN/m² peso proprio strutturale

$G_2=0,54+0,8+0,1=1,44$ kN/m² peso proprio non strutturale

4.2.2.6 Copertura navata sud

La copertura del sottotetto della navata sud invece è costituita da capriate zoppe, vedi Figura 4.23, ordite parallelamente alla facciata come in Figura 4.20, morali, tavelle e coppi. La dimensione degli elementi viene ricavata dalla sezione del rilievo laser scanner e di seguito in Tabella 4.18 vengono riportati i carichi corrispondenti alla copertura precedentemente descritta.

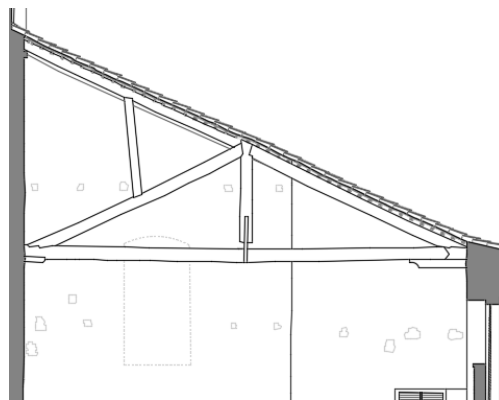


Figura 4.23 - Sezione copertura navata sud

Tabella 4.18 - Caratteristiche geometriche e carichi

Carico	Materiale	Area [m ²]	Volume [m ³]	Spessore [m]	γ_{vol} [kN/m ³]	Carico di superficie [kN/m ²]
G_{1,1}	Travi principali	22,2	0,837	-	6	0,23
G_{2,1}	Tavelle	22,2	-	0,03	18	0,54
G_{2,2}	Coppi	24,6	-	-	-	0,8
G_{2,3}	Travi secondarie	22,2	0,370	-	6	0,10

Le travi che costituiscono le capriate zoppe sono state considerate con una sezione di 0,25x0,25 m con un interasse di 1,80 m; i morali che costituiscono l'orditura secondaria invece hanno una sezione di 0,06 m e un passo di 0,30 m.

In cui si ha $G_1=0,46$ kN/m² peso proprio strutturale

$G_2=0,24+0,8+1=2,045$ kN/m² peso proprio non strutturale

4.3 Sovraccarichi

Da normativa i sovraccarichi comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'edificio, e sono esplicitati in Tabella 3.1.II delle NTC 2018. Nel caso in esame si assegna alle coperture un carico accidentale per categoria H "Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione" pari a $q_k=0,50 \text{ kN/m}^2$.

4.4 Azione del vento

Per determinare l'azione del vento è necessario fare riferimento alle indicazioni contenute al Paragrafo 3.3 delle NTC 2018. La pressione del vento è data dall'Equazione 41.

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

Equazione 41 - Pressione del vento

con c_e coefficiente di esposizione

c_p coefficiente di pressione

c_d coefficiente dinamico

Il Veneto si trova in zona 1, con Padova a 12 mslm, e dalla Tabella 3.3.I delle NTC 2018 si possono ricavare i parametri seguenti:

- $V_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
- $a_0 = 1000 \text{ m}$
- $k_s = 0,40$

Dalla Tabella 3.3.III si ricava la classe di rugosità del terreno, che risulta essere in Classe A-Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m. Da cui si ricava che la categoria di esposizione e i parametri correlati, esposti in Tabella 4.19.

Tabella 4.19 - Categoria di esposizione

Categoria	Kr	Z0 [m]	Zmin [m]
IV	0,22	0,30	8

Definendo $q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$ con $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ peso dell'aria, e $c_e = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) [7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)]$ è possibile ricavare il valore della pressione del vento, sapendo che i coefficienti c_p e c_d hanno valore unitario.

Tabella 4.20 - Parametri di calcolo

Vr [m/s]	25,02
Qr [N/m2]	391,20
ct	1
Z [m]	12
ce	1,91

Sostituendo all'Equazione 41 i valori in Tabella 4.20 si ottiene un valore di $p=0,75 \text{ kN/m}^2$.

4.5 Azione della neve

L'azione della neve sulle coperture viene definita in normativa al Paragrafo 3.4 delle NTC 2018 e valutata tramite la formula $q_s = q_{sk}\mu_i C_E C_t$, riportando il risultato in Tabella 4.21.

Tabella 4.21 - Parametri di riferimento per l'azione della neve

Zona neve	II		
	Altezza sito	A _s	12
Valore caratteristico di riferimento del carico neve	Q _{sk}	1	kN/m ²
Coefficiente di esposizione	C _e	1	
Coefficiente termico	C _t	1	
Inclinazione copertura	α	20°	
Coefficiente di forma	μ _i	0,80	
Carico neve	q _s	0,80	kN/m ²

4.6 Azione sismica

In vista della valutazione per parti dell'edificio, è necessario definire le caratteristiche del sito su cui sono costruiti la Cattedrale e il Battistero e l'azione sismica spettrale allo SLV con probabilità di superamento del 10%. Per fare ciò ci si basa sulle NTC 2018 e si fa riferimento anche ai dati forniti dal programma Simqke¹⁷.

Il terreno dove è situato il caso studio viene inserito nella tipologia C secondo la Tabella 3.2.II delle NTC 2018 e in categoria topografica T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤15°" da Tabella 3.2.III.

Di seguito in Tabella 4.22 vengono riportati i dati relativi alla caratterizzazione del sito.

Tabella 4.22 - Parametri di sito

Parametro	Valore	Unità di misura
Accelerazione orizzontale massima a _g	0,932	m/s ²
Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F ₀	2,624	-
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T _C *	0,344	s
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _s	1,5	-
Coefficiente in funzione della categoria del sottosuolo C _c	1,493	-
Coefficiente di amplificazione topografica S _t	1	-

Da questi parametri poi possono essere ricavati T_c (Equazione 42), T_b (Equazione 43), T_d (Equazione 44), S (Equazione 45).

$$T_c = c_c T_c^*$$

Equazione 42 – T_c formula 3.2.5 NTC 2018

¹⁷ Il software fa riferimento alle NTC 2008

$$T_B = \frac{T_c}{3}$$

Equazione 43 – T_B formula 3.2.6 NTC 2018

$$T_D = 4a_g + 1,6$$

Equazione 44 - T_D formula 3.2.7 NTC 2018

$$S = S_T S_S$$

Equazione 45 – S formula 3.2.3 NTC 2018

Ottenendo quindi:

$$T_B = 0,171 \text{ s}$$

$$T_c = 0,514 \text{ s}$$

$$T_D = 1,980 \text{ s}$$

$$S = 1,5$$

Si considera inoltre uno smorzamento dell'elemento secondario, cioè di quello considerato per il cinematismo, pari a $\xi_s=8\%$, calcolando in fattore η_s che altera lo spettro elastico come da Equazione 46.

$$\eta_s = \sqrt{\frac{10}{5+\xi_s}} = 0,877$$

Equazione 46 - η_s formula 3.2.4 NTC 2018

4.6.1.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Tramite le formule 3.2.2 delle NTC 2018 (Equazione 47) è possibile calcolare lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali per lo stato limite di salvaguardia della vita.

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \frac{T_c}{T} \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_c T_D}{T} \quad T_D \leq T$$

Equazione 47 - Formule dello spettro elastico in accelerazione

Sostituendo nelle formule i dati ricavati precedentemente si ottiene il Grafico 1.

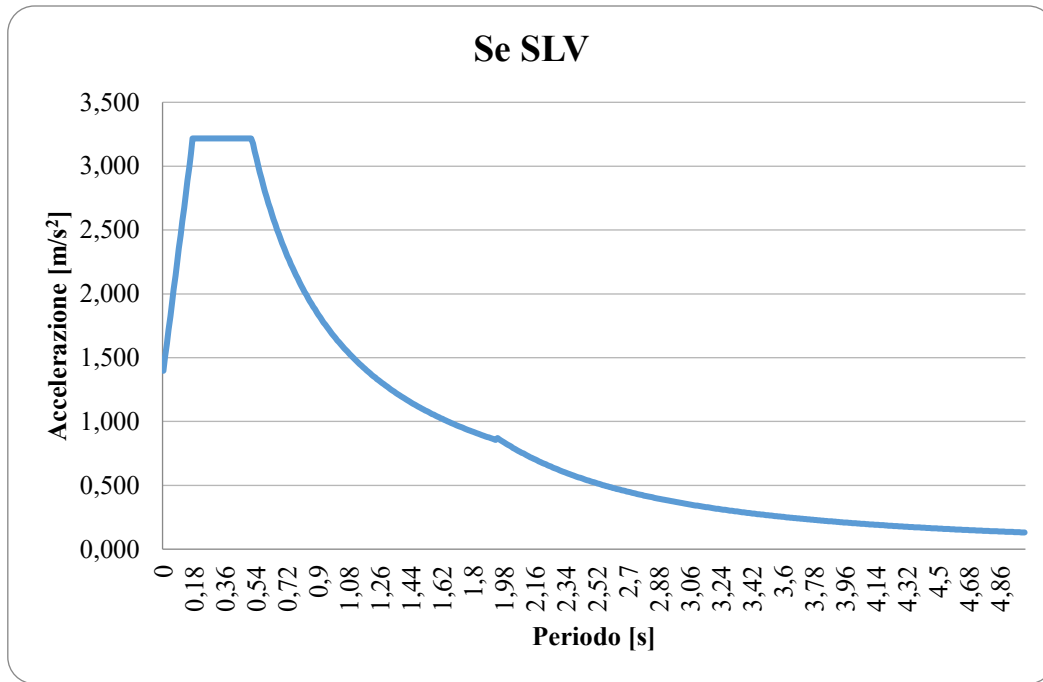


Grafico 1 - Spettro elastico in accelerazione

Dal grafico si possono individuare i valori dello spettro per i tempi noti:

$$S_e(T=0) = 1,398 \text{ m/s}^2$$

$$S_e(T_B=0,171) = S_e(T_C=0,514) = 3,217 \text{ m/s}^2$$

$$S_e(T_D=1,980) = 0,835 \text{ m/s}^2$$

4.6.1.2 Spettro di risposta elastico in spostamento

Di seguito è possibile ricavare lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ per lo stato limite di salvaguardia della vita, tramite la formula 3.2.10 delle NTC 2018 (Equazione 48).

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

Equazione 48 - Spettro elastico in spostamento

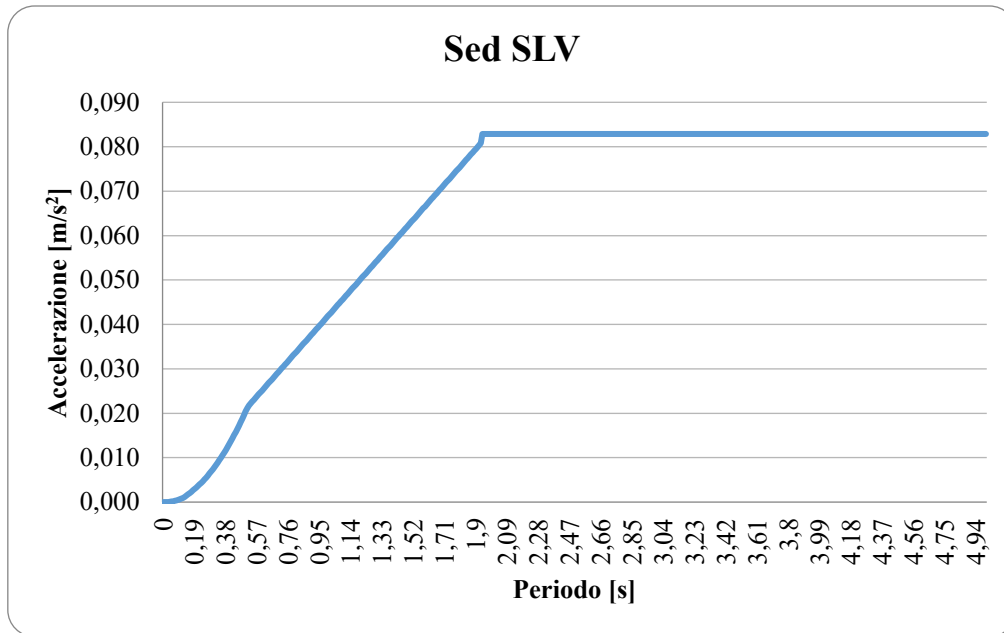


Grafico 2 - Spettro elastico in spostamento

Dal Grafico 2 si ottengono i seguenti valori dello spettro per i tempi noti:

$$S_{De}(T=0) = 0 \text{ mm}$$

$$S_{De}(T=0,171) = 2 \text{ mm}$$

$$S_{De}(T=0,514) = 21 \text{ mm}$$

$$S_{De}(T=1,980) = 83 \text{ mm}$$

4.6.1.3 Spettro di piano

Lo spettro di piano viene calcolato secondo le formule contenute al capitolo C7.2.3 della Circolare 2019 ed è necessario considerare i seguenti parametri:

- N: numero di piani
- Z: quota della cerniera cilindrica
- H: altezza totale dell'edificio
- C_1 : coefficiente, per le costruzioni in muratura si considera $0,05^{18}$

Da questi si ricavano T_{1L} (Equazione 49), T_{1NL} (Equazione 50), γ_1 (Equazione 51), ψ_1 (Equazione 52).

$$T_{1L} = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Equazione 49 – Periodo lineare, C7.3.2 Circolare 2019

$$T_{1NL} = 1,2 \cdot T_{1L}$$

Equazione 50 – Periodo non lineare

¹⁸ Paragrafo C7.3.3.2 Circolare 2019

$$\gamma_1 = \frac{3N}{2N + 1}$$

Equazione 51 - C7.2.10 Circolare 2019

$$\psi_1 = \frac{z}{H}$$

Equazione 52 - Valore della forma modale alla quota z, C7.2.7 Circolare 2019

Di seguito si riportano le formule per gli spettri di piano date da normativa al capitolo C7.2.3 della Circolare 2019 (Equazione 53) e il Grafico 3 lo rappresenta.

$$S_{ezk}(z, T, \xi) = \frac{1,1 \cdot \xi_k^{-0,5} \eta(\xi_s) \cdot a_{zk}(z)}{1 + [1,1 \xi_k^{-0,5} \eta(\xi_s) - 1] \cdot \left(1 - \frac{T}{aT_k}\right)^{1,6}} \quad T \leq aT_k$$

$$S_{ezk}(z, T, \xi) = 1,1 \xi_k^{-0,5} \eta(\xi_s) a_{z,k}(z) \quad aT_k < T \leq bT_k$$

$$S_{ezk}(z, T, \xi) = \frac{1,1 \cdot \xi_k^{-0,5} \eta(\xi_s) \cdot a_{zk}(z)}{1 + [1,1 \xi_k^{-0,5} \eta(\xi_s) - 1] \cdot \left(\frac{T}{bT_k} - 1\right)^{1,2}} \quad bT_k \leq T$$

Equazione 53 - Spettro di piano

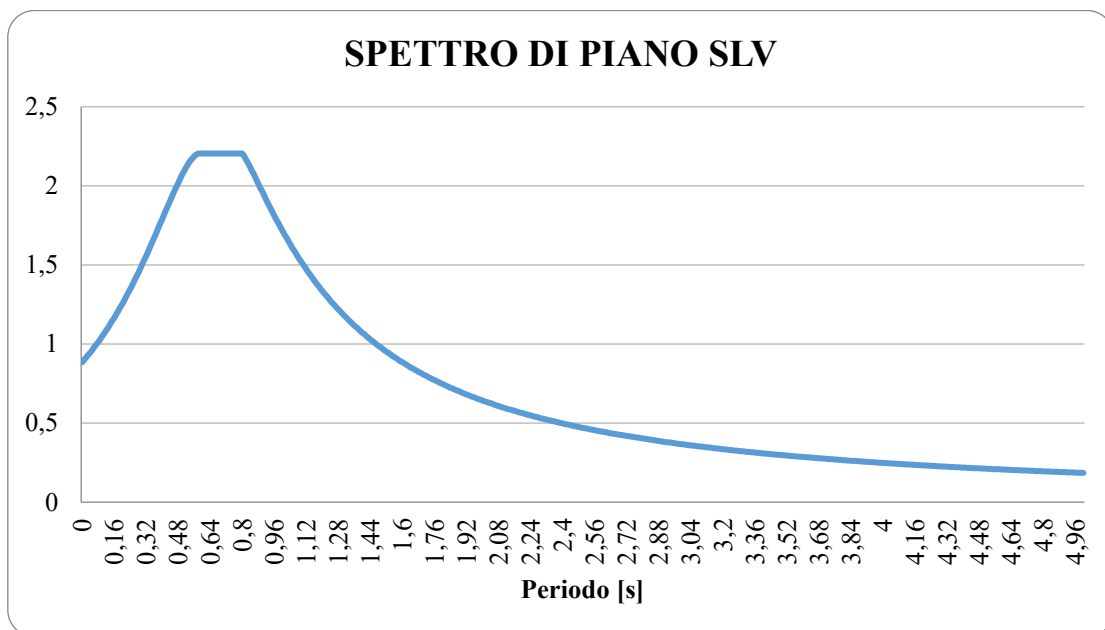


Grafico 3 - Spettro di piano

4.7 Combinazioni di carico

In accordo con le combinazioni al Paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018, vengono definite di seguito le combinazioni delle azioni al fine delle verifiche degli stati limite.

4.7.1 Combinazione fondamentale

La combinazione fondamentale è impiegata generalmente per gli stati limite ultimi (SLU), ed è:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche allo SLU vengono forniti dalla Tabella 2.6.I delle NTC 2018; mentre i coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono riportati in Tabella 2.5.I delle NTC 2018, per le diverse categorie di azioni.

4.7.2 Combinazione sismica

La combinazione sismica per gli stati limite ultimi, tra cui SLV, connessi all'azione sismica E è data da:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \dots$$

Con	G_1	peso proprio strutturale
	G_2	peso proprio non strutturale
	Q_{k1}	valore caratteristico dell'azione variabile considerata principale
	Ψ_{0i}	coefficiente di combinazione relativo all'azione variabile considerata

Nel caso in questione il coefficiente Ψ_{0i} è pari a 0 per l'azione della neve, del vento e dei sovraccarichi.

5 Modellazione FEM

Scopo del presente capitolo è lo studio dell'interazione strutturale Cattedrale-Battistero, condotta attraverso una modellazione FEM al continuo dei due corpi di fabbrica.

5.1 Strategie di modellazione

È stata realizzata una pianta di base, con il tracciamento degli assi baricentrici delle murature (Figura 5.1), sui quali sono state modellate le superfici. In questa fase sono state adottate delle approssimazioni sulla disposizione dei pannelli murari, rendendoli tutti perfettamente ortogonali tra di loro e in accordo con il sistema di riferimento (XYZ) del software.

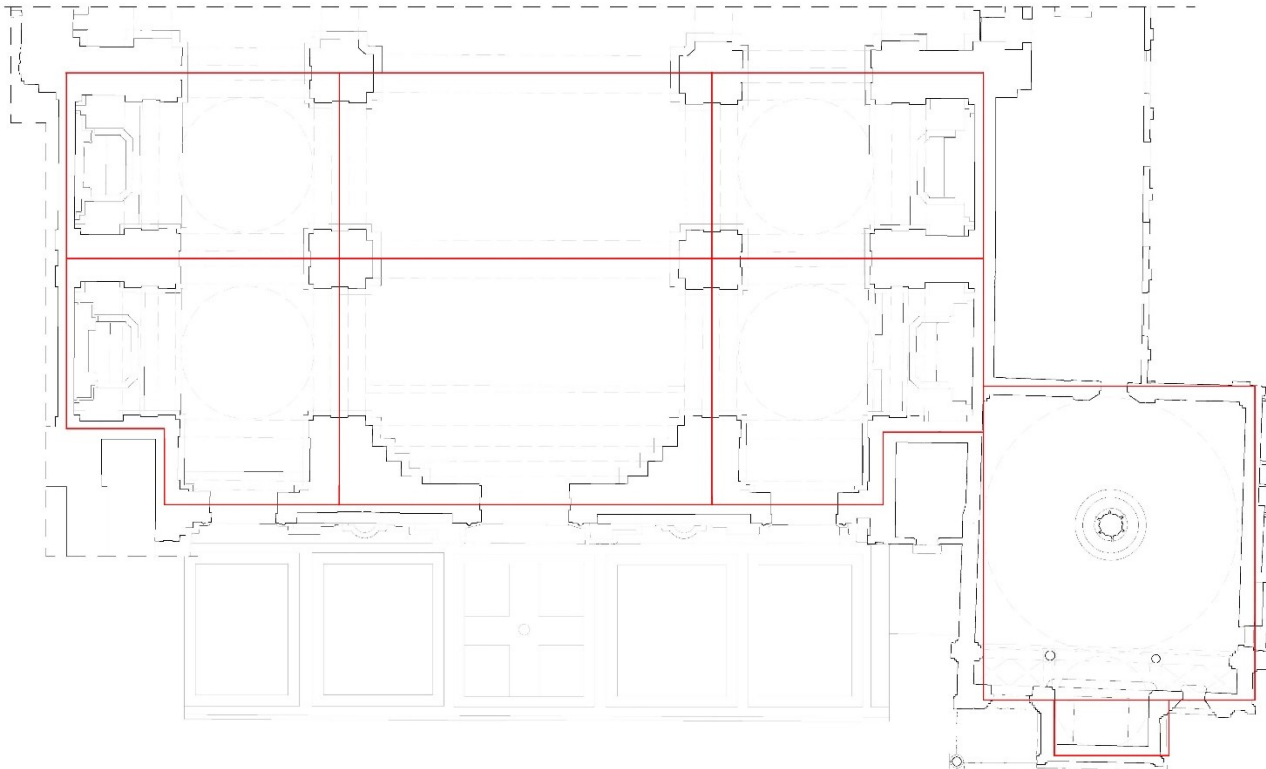


Figura 5.1 - Tracciamento assi di base

In particolare, la struttura del Battistero, che nella realtà si trova leggermente ruotata rispetto a quella della Cattedrale, è stata resa ortogonale prendendo come riferimento l'asse della muratura della chiesa. In questo modo si è reso più agevole la modellazione della struttura soprattutto nel punto di intersezione, che altrimenti avrebbe creato problematiche all'interno del software.

5.2 Modello geometrico

Una prima modellazione della Cattedrale di Santa Maria Assunta e del Battistero è stata svolta in ambiente CAD, basandosi sui rilievi geometrici realizzati al laser scanner dallo studio LAIRA srl. Si è scelto di realizzare il modello in ambiente 3D, tramite superfici bidimensionali.

A causa dell'elevata sensibilità di DIANA, alcuni elementi dell'edificio del Battistero, come la cupola e i pennacchi, sia dell'aula che dell'abside, sono stati realizzati all'interno del software stesso, permettendo la modellazione dell'intero complesso in Figura 5.2.

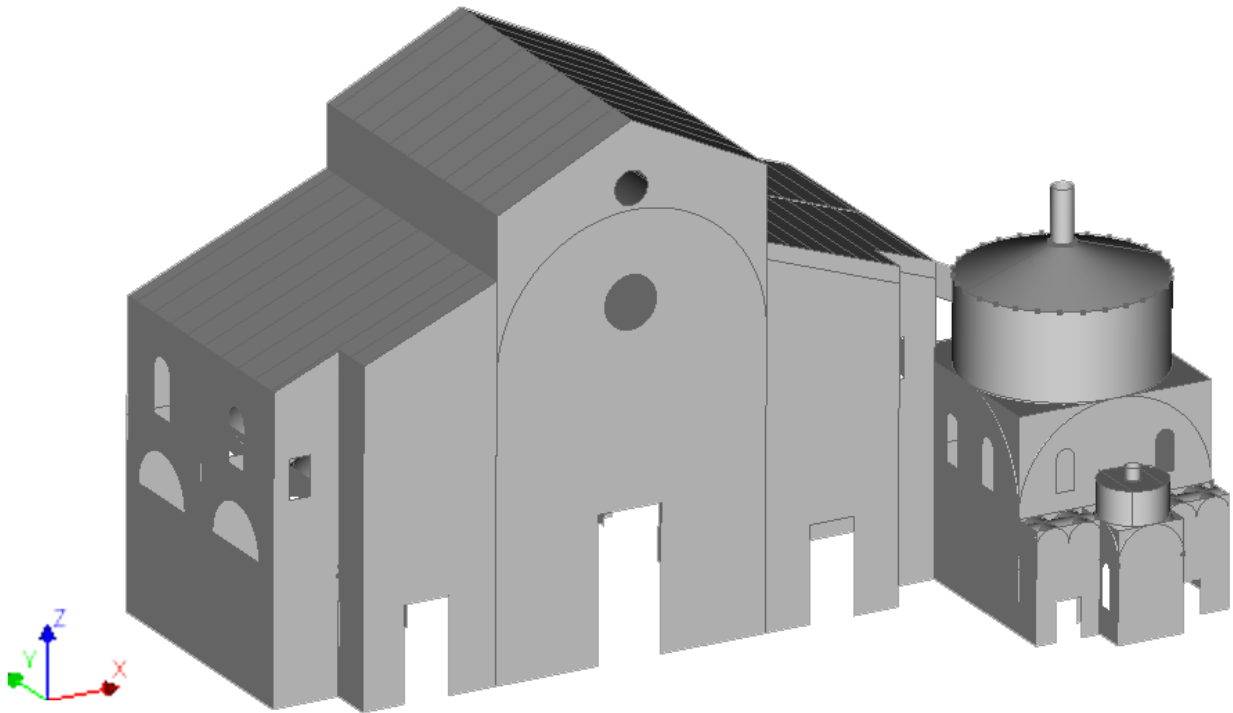


Figura 5.2 - Modello geometrico dell'edificio

5.2.1 Strutture verticali

Le strutture verticali sono in muratura; a seconda della tipologia di analisi che verrà condotta, è necessario assegnare al materiale delle proprietà meccaniche specifiche. Per analisi lineari è sufficiente individuare le proprietà elastiche dei materiali; in caso di analisi non lineari è necessario definire anche le proprietà non lineari dello stesso.

5.2.1.1 Proprietà lineari

Le caratteristiche lineari del materiale richieste sono: modulo elastico (E), coefficiente di poisson (ν) e densità (W). Mentre modulo elastico e densità vengono definiti da normativa e sono stati caratterizzati per la muratura in questione nel Paragrafo 3.3.2.1, il coefficiente di Poisson viene calcolato tramite la relazione (Equazione 54) che lega il modulo di Young (E) al modulo di taglio (G):

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1$$

Equazione 54 - Coefficiente di Poisson

Da tale formulazione si ottiene un risultato di 0.5; tale valore viene però ritenuto troppo elevato, pertanto, per il materiale muratura viene adottato un valore di coefficiente di Poisson pari a 0.25.

5.2.1.2 Proprietà non lineari

Per descrivere la non linearità dei materiali è stato scelto il legame costitutivo *Total strain based crack model*, che descrive il comportamento a compressione e a trazione di un materiale tramite il rapporto sforzo-deformazione e segue un approccio basato sull'energia di frattura G .

A compressione viene individuata la funzione *parabolic* (Figura 5.3) che dipende da tre valori caratteristici e permette di valutare l'energia di frattura a compressione.

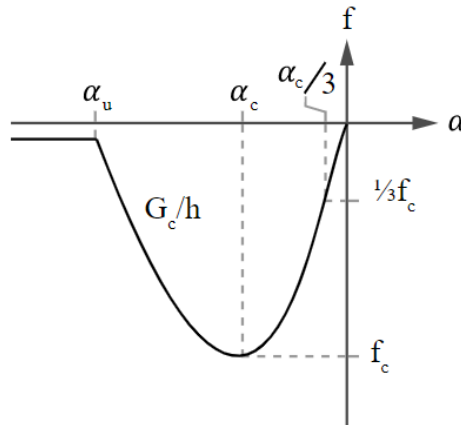


Figura 5.3 - Curva parabolica di compressione (*Diana User's Manual*, 2021)

La deformazione $\alpha_c/3$ è il valore per cui viene raggiunto un terzo della resistenza massima a compressione f_c ed è definito come:

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1f_c}{3E}$$

La deformazione α_c da cui si ottiene la resistenza massima a compressione:

$$\alpha_c = -\frac{5f_c}{3E} = 5\alpha_{c/3}$$

La deformazione ultima α_u a cui corrisponde una resistenza quasi nulla:

$$\alpha_u = \min\left(\alpha_c - \frac{5G_c}{3hf_c}, 2.5\alpha_c\right)$$

In cui G_c è l'energia di frattura e h il lato dell'elemento finito (*Diana User's Manual*, 2021).

Per il comportamento a trazione si fa riferimento alla curva *exponential softening*, (Figura 5.4) e può essere vista come la funzione che combina il comportamento fragile del materiale con quello di softening, ottenendo in questo caso l'energia a frattura a trazione. Infatti, presenta un primo tratto crescente fino al raggiungimento della tensione di frattura, a seguito della quale vi è un esteso ramo di softening.

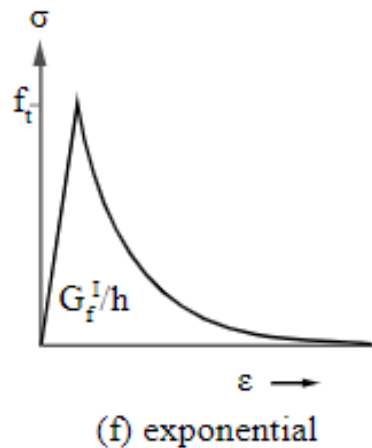


Figura 5.4 - Curva exponential a trazione

Per la definizione delle rispettive energie di frattura si è fatto riferimento alla letteratura. Per la muratura viene definito un indice di duttilità D_{tu} , dato dal rapporto tra l'energia di frattura G_f (Alejo et al. 2020) e la resistenza a trazione f_t ; per il mattone tale parametro è solitamente compreso tra 0,018 e 0,040 mm e viene considerato un valore medio di 0,029 mm in assenza di altre informazioni (Lourenco, 2008).

$$G_f = D_{tu} f_t = 0,003 \text{ N/mm} \quad \text{energia di frattura a trazione}$$

Anche per il comportamento a compressione viene definito un indice di duttilità $D_{tu,c}$ che per valori di resistenza a compressione f_c inferiori a 12 N/mm^2 , assume un valore di 1.6 mm (Lourenco, 2008).

$$G_c = D_{tu,c} f_c = 2,28 \text{ N/mm} \quad \text{energia di frattura a compressione}$$

Di seguito in Tabella 5.1 vengono riassunti tutti i parametri meccanici inseriti.

Tabella 5.1 - Parametri di progetto

Parametri meccanici	Valore
Peso specifico W	18 kN/m^3
Resistenza a compressione f_c	$1,43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a taglio τ_d	$0,083 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione f_t	$0,125 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico E	1500 N/mm^2
Modulo elastico tangenziale G	500 N/mm^2
Energia di frattura a compressione G_c	2.28 N/mm
Energia di frattura a trazione G_t	0.003 N/mm

5.2.2 Strutture orizzontali

Nel caso studio non vi sono solai intermedi, ma le uniche strutture orizzontali presenti sono le coperture, le volte e cupole.

5.2.2.1 Volte e cupole

Le volte e le cupole che coprono alcuni ambienti degli edifici sono costituite anch'esse da muratura in mattoni pieni e malta di calce; perciò, si attribuiscono i medesimi parametri riportati in Tabella 5.1.

5.2.2.2 Coperture

Nel caso delle coperture sia della Cattedrale che del Battistero si attribuiscono le proprietà delle coperture lignee, per le quali si assume un modello di materiale non lineare, assegnando uno spessore di 0.04 m. Infatti, gli *shapes* delle coperture vengono inseriti come elementi per mantenere la rigidità dell'impalcato, la massa viene applicata come densità equivalente nelle fasce di scarico, di altezza pari a un metro, sotto le coperture. Per i valori di modulo di Young e di coefficiente di Poisson si è fatto riferimento alla letteratura individuando i seguenti valori:

$$E = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu = 0,20$$

5.2.3 Vincoli e carichi

Definite le caratteristiche geometriche e dei materiali è necessario assegnare le condizioni al contorno della struttura. Nel software i vincoli possono essere applicati alle facce, ai vertici o agli spigoli; nel caso in questione vengono applicati agli spigoli. Alla base il complesso viene vincolato con degli incastrati perfetti, bloccando le traslazioni e le rotazioni (Figura 5.5). Poi è stato necessario definire i carichi applicati. In primo luogo, viene definito un carico globale (*global load*) che rappresenta il peso proprio della struttura (*dead weight*), che il programma calcola autonomamente applicando l'accelerazione g in direzione verticale, grazie alle caratteristiche geometriche e di peso specifico assegnate precedentemente. Vengono creati dei carichi (*loads*) a che vanno a rappresentare l'accelerazione orizzontale che simula la forza sismica di $9,81 \text{ m/s}^2$, in direzione $\pm X$ e $\pm Y$. Questi carichi saranno applicati nello svolgimento delle analisi pushover.

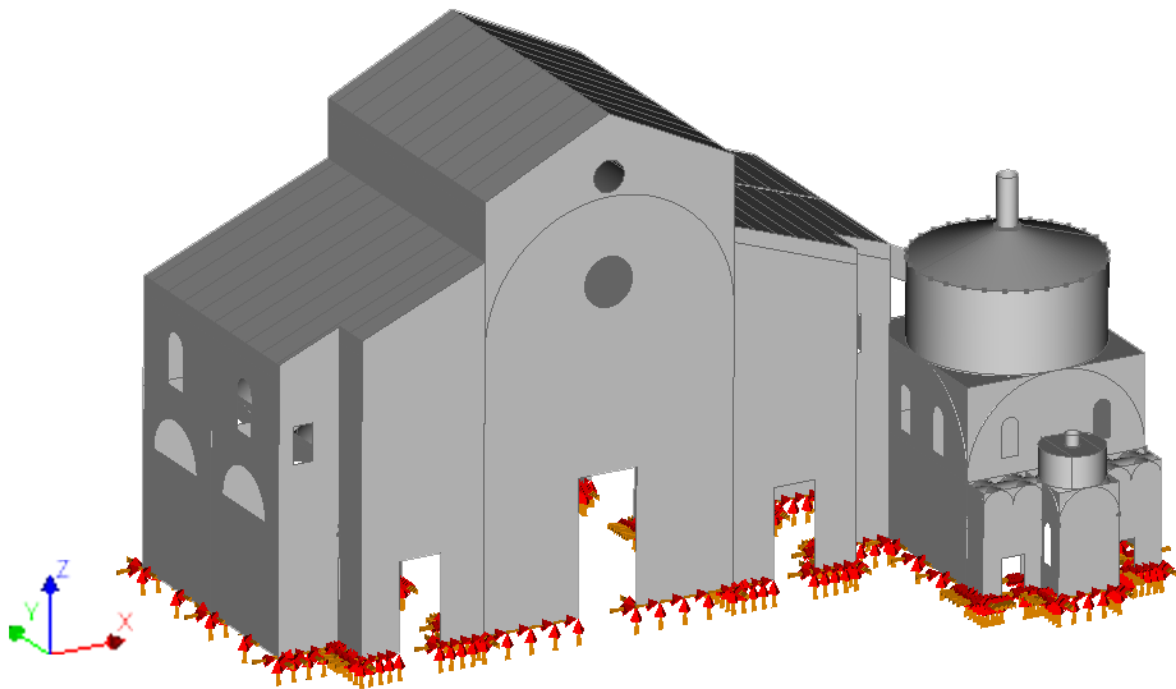


Figura 5.5 - Modello vincolato alla base con un incastro perfetto

5.2.4 Discretizzazione del modello

Applicati al modello i parametri e le caratteristiche descritte precedentemente è possibile andare a definire le proprietà secondo le quali verrà realizzata la mesh della geometria, per passare da un numero infinito di gradi di libertà (*continuum*) ad un numero finito (*mesh*). Trattandosi di una geometria di *shapes*, l'elemento scelto per la suddivisione sarà del tipo Hexa/Quad; quindi, la preferenza di suddivisione degli elementi sarà esagonali/quadrangolari. Questo non esclude la possibilità che possano formarsi degli elementi triangolari di

raccordo tra i nodi in alcuni punti in cui la mesh risulta più irregolare. Inoltre, viene scelto come metodo di suddivisione quello basato sulla dimensione dell'elemento, scegliendo una dimensione di 0,50 m per lato.

La mesh risulta abbastanza regolare ed è composta da circa 26105 elementi e da 77591 nodi (Figura 5.6).

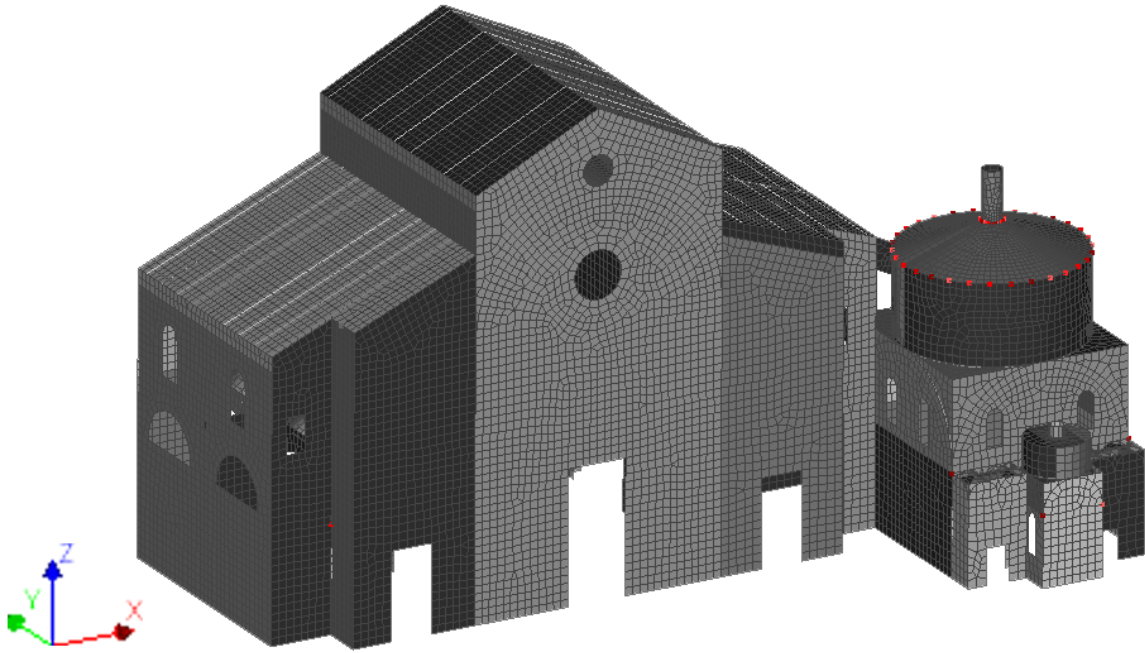


Figura 5.6 – Discretizzazione del modello

5.3 Analisi statica non lineare del peso proprio

Si è ritenuto opportuno eseguire l'applicazione del peso proprio (G_1+G_2) mediante un'analisi non lineare per cogliere al meglio la distribuzione delle tensioni negli elementi murari e le zone maggiormente critiche (aree con stati di tensione di trazione).

Per valutare al meglio tali caratteristiche si sono svolte delle analisi anche sui modelli separati di Cattedrale e Battistero, al fine di individuare in primo luogo le particolarità degli edifici singoli.

Viene quindi creata una nuova analisi all'interno del software, una *structural non linear*, nella quale vengono inseriti i soli carichi gravitazionali (*dead weight*). Essendo un'analisi non lineare, il peso proprio della struttura viene applicato al modello in più step di carico: è stato adottato un incremento di carico pari a 0,1 per un totale di dieci step.

5.3.1 Battistero

5.3.1.1 Analisi delle tensioni

Dall'analisi statica non lineare del solo Battistero è stato possibile ricavare anche lo stato tensionale della parete sud (Figura 5.7), i cui valori possono essere confrontati con quelli ottenuti dalle prove in situ di martinetto piatto Tabella 5.2.

I valori di tensione individuati dalle indagini sono compresi tra i 0.30 e i 0.50 MPa (Paragrafo 3.1.5.3), in linea con quelli individuati tramite il modello numerico. L'unico valore che si discosta maggiormente è quello che corrisponde al martinetto piatto 3,. Dai risultati ottenuti si può ritenere che il modello sia affidabile, e che i carichi e le caratteristiche attribuitegli siano coerenti con la realtà.

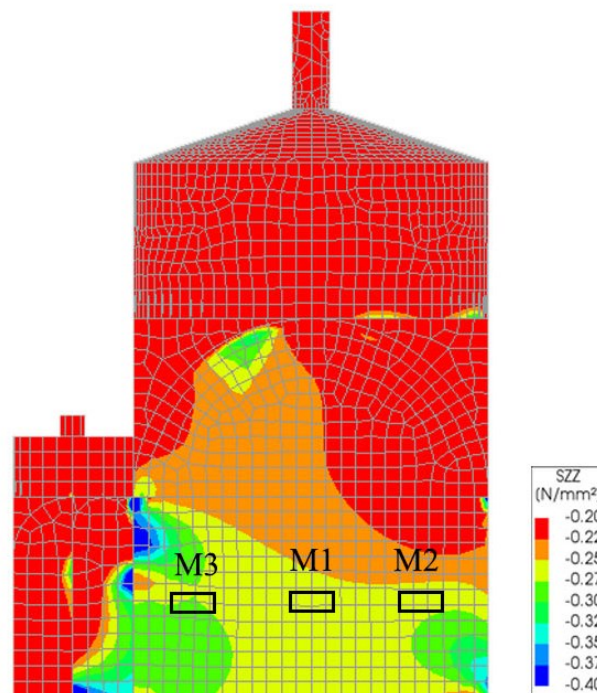


Figura 5.7 - Confronto dello stato tensionale con le prove di martinetto piatto

Prova	Stato tensionale martinetto [MPa]	Stato tensionale FEM [MPa]
M1	0.31	0.27
M2	0.33	0.29

In Figura 5.8 si nota come le tensioni principali di compressione siano concentrate ai piedi della muratura laterale dell'aula, dove viene scaricata la maggior parte del peso della struttura. Ma le zone più soggette a compressione sono le colonne e gli archi trionfali; infatti, all'imposta è evidente come vi sia una concentrazione di sforzi di compressione.

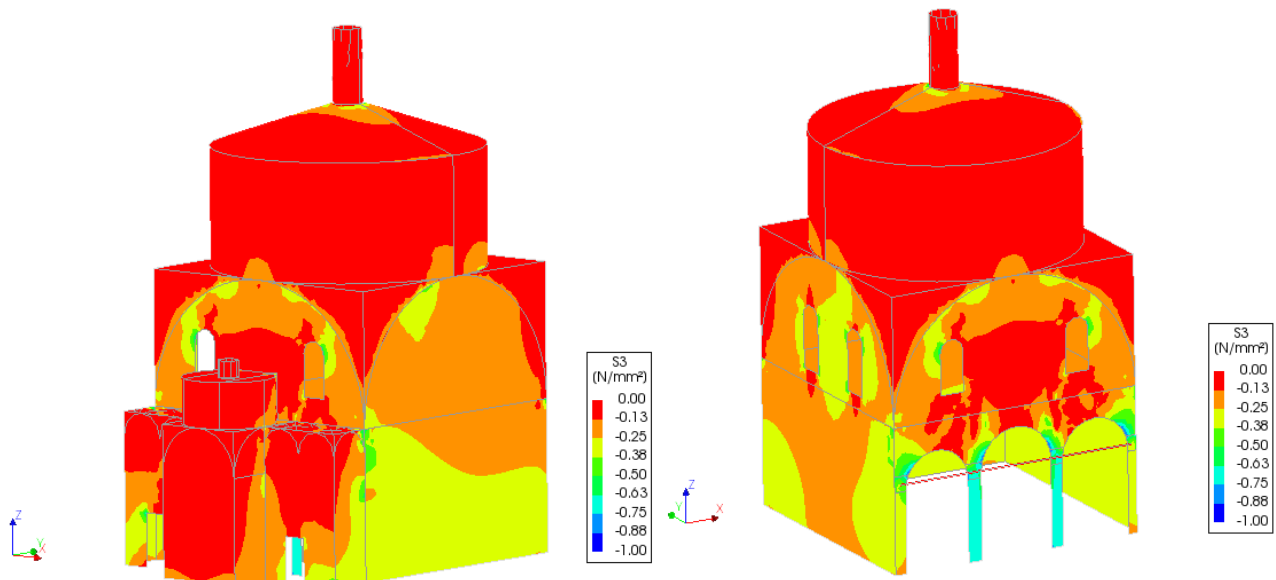


Figura 5.8 - Tensioni principali di compressione

Le principali tensioni di trazione si concentrano in corrispondenza delle aperture in facciata est, e all'imposta della cupola e del tamburo principale. Da notare è come siano soggetti ad elevate tensioni le porzioni di muratura in cui si agganciano le catene parallele alla facciata (Figura 5.9).

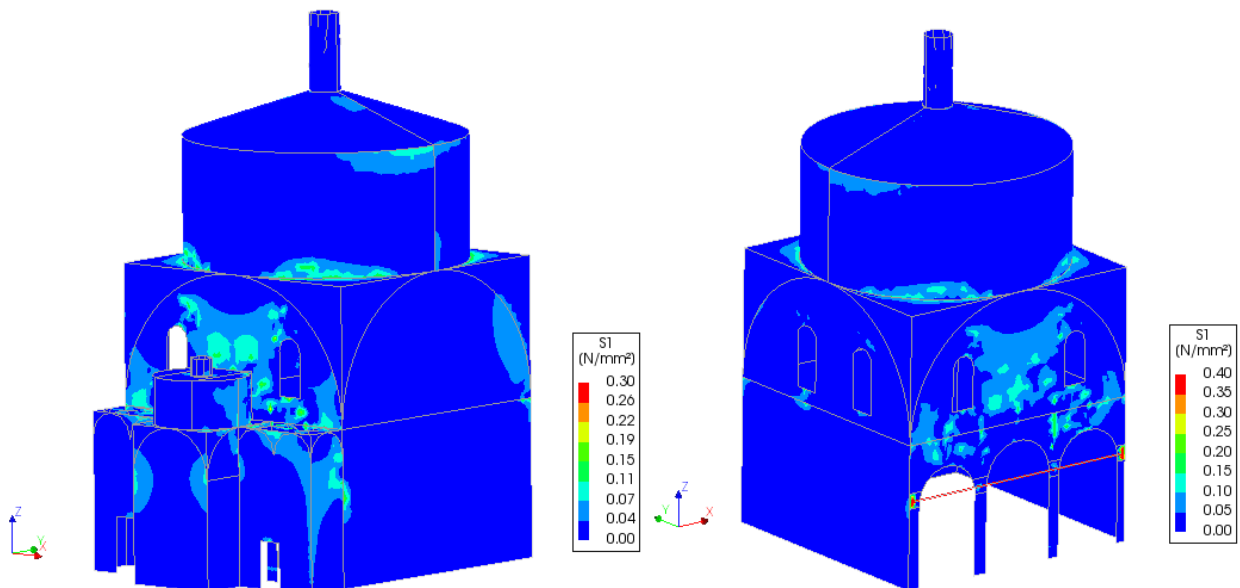


Figura 5.9 - Tensioni principali di trazione

5.3.1.2 Stima analitica del peso proprio e confronto

Computando tutti gli elementi strutturali dell'edificio del Battistero viene condotta una stima analitica delle reazioni al piede dell'edificio, riportata in Tabella 5.3.

Tabella 5.3 - Stima analitica peso Battistero

Elemento	Altezza [h]	Volume [m ³]	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN]
B1		50,8	18	914,4
B2	12,51	89	18	1602
B3	12,51	110,7	18	1992,6
B4	12,51	107,4	18	1933,2
B5	6,6	10,55	18	189,9
B6	6,6	24,8	18	446,4
B7	6,6	10,1	18	181,8
AULA				7260,3
Cupola abside		11,86	18	213,48
Tiburio abside		5,92	18	106,56
Pennacchi abside		1,2	18	21,6
Copertura lignea				43,194
Copertura mur.				195,634
ABSIDE				580,468
Cupola		116,9	18	2104,2
Tiburio		68,13	18	1226,34
Pennacchi		27,48	18	494,64
Lanterna		3,58	18	64,44
Copertura lignea			18	398,88
Copertura mur.			18	364,324
				4652,824
TOTALE				12493,59

Confrontando il risultato ottenuto con la somma delle reazioni alla base del modello si ottiene un buon risultato, con una percentuale di errore molto bassa (Tabella 5.4).

Tabella 5.4 - Confronto pesi

PESO TOTALE DEL BATTISTERO		
Stima analitica [kN]	FEM [kN]	Errore [%]
12493,59	12292,00	1,6

5.3.2 Cattedrale

5.3.2.1 Analisi delle tensioni

Le maggiori tensioni di compressione sono concentrate ai piedi della facciata principale, e in corrispondenza dei piedritti che dividono le navate, sui quali scarica gran parte della struttura (Figura 5.10). Infatti, come visto in Figura 3.50, insistono su di essi la spinta della volta a botte, la spinta delle cupole e archi delle navate laterali, il peso delle pareti soprastanti.

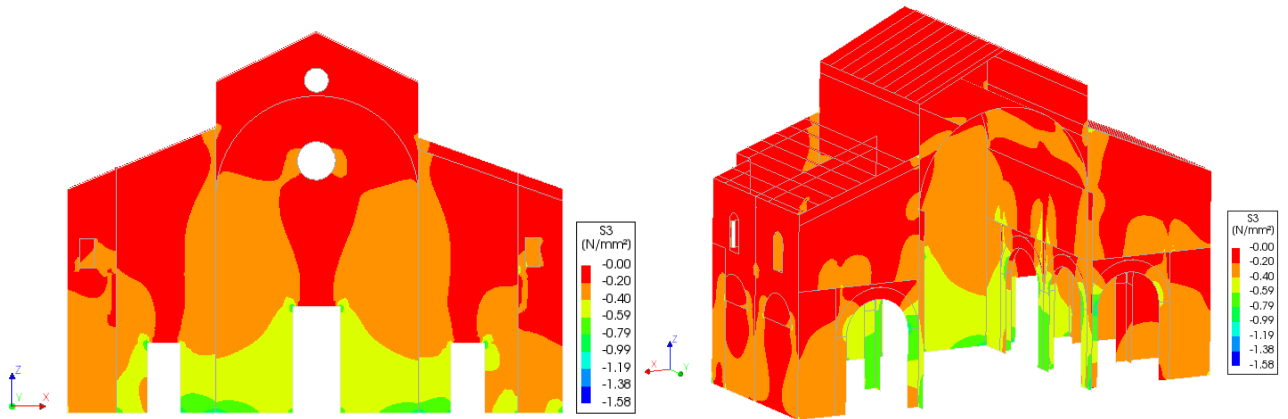


Figura 5.10 - Tensioni principali di compressione

Come per il Battistero anche per la Cattedrale, in facciata, si ha una concentrazione di tensioni di trazione in corrispondenza delle aperture, e degli spigoli della facciata stessa. Osservando invece internamente, si evidenzia come per solo peso proprio, nella chiave di volta delle arcate vi siano le maggiori tensioni di trazione (Figura 5.11).

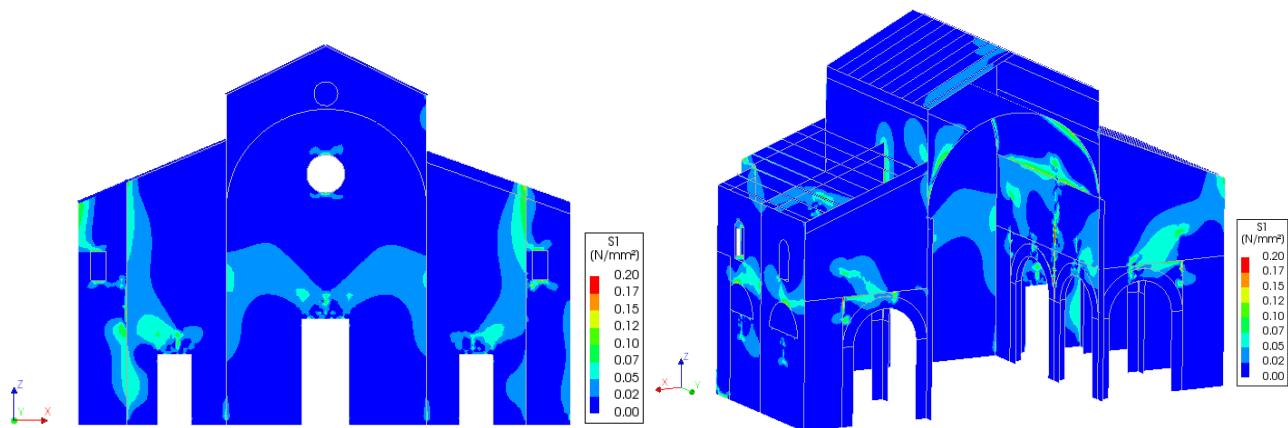


Figura 5.11 - Tensioni principali di trazione

5.3.2.2 Stima analitica del peso proprio e confronto

Come per il Battistero viene riportato di seguito in Tabella 5.5 il calcolo analitico del peso proprio.

Tabella 5.5 - Stima analitica peso Cattedrale

Elemento	N°	Spessore [m]	Area [m ²]	Volume [m ³]	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN]
C1				724	18	13032
C2				66,8	18	1202,4
C3				73,5	18	1323
C4		0,9	66,7		18	1080,54
C5		0,8	73,57		18	1059,408
C6		0,8	263		18	3787,2
C7		0,9	234		18	3790,8
AULA						25275,35
P1				130	18	2340
P2				118,17	18	2127,06
Volta a botte				575,7	18	10362,6
NAVATA CENTRALE						14829,66
Cupolette	4	0,15	46,8		18	505,44
Pennacchi	4			6,16	18	443,52
Archi	6			98,35	18	10621,8
Archi trasv e cappelle	8			24,1	18	3470,4
Pilastro alto	6			122,41	18	13220,28
Pilastro basso lati	4			129	18	9288
NAVATE LATERALI						34876,44
Cop nord						40,464
Cop centro						119,52
Cop sud						38,905
COPERTURE						198,889
TOTALE						77853,34

Tabella 5.6 - Confronto pesi

PESO TOTALE DELLA CATTEDRALE		
Stima a mano [kN]	FEM [kN]	Errore [%]
77583,34	78727,25	1,2

In entrambi i casi si ottiene un errore abbastanza piccolo (Tabella 5.6), che può essere ritenuto ragionevole, e i risultati confermano la corrispondenza tra carichi e pesi applicati nel modello e considerati per il calcolo analitico.

5.3.3 Modello globale

5.3.3.1 Analisi delle tensioni

Analizzando il modello globale dell'aggregato, è emerso come le tensioni di compressione siano concentrate nei medesimi punti dei modelli singoli. Per la Cattedrale i maggiori stati tensionali di compressione si collocano ai piedi della facciata e del colonnato interno, che sorregge una buona parte del peso proprio della struttura. Per quanto riguarda il Battistero emerge la concentrazione di tensione in corrispondenza dei piedritti che sostengono gli archi trionfali (Figura 5.12).

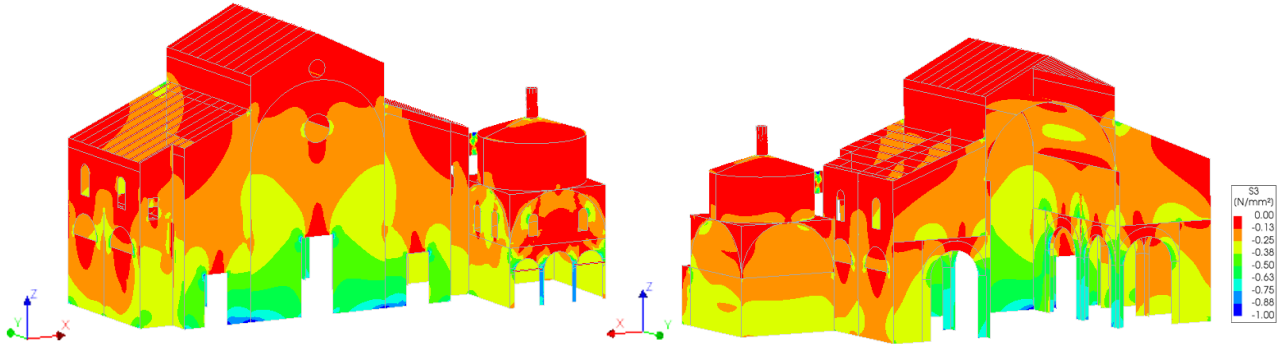


Figura 5.12 - Tensioni principali di compressione

Il quadro invece delle tensioni di trazione vede per la Cattedrale una concentrazione in corrispondenza delle aperture in facciata e della chiave di volta delle arcate interne, nonché in corrispondenza delle aperture delle pareti laterali. Il Battistero invece vede una concentrazione di tensione al di sotto delle aperture del prospetto est (Figura 5.13).

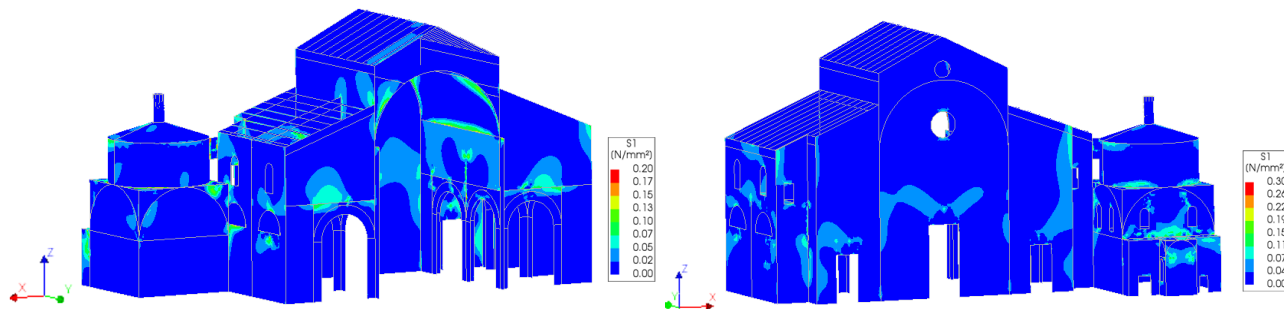


Figura 5.13 - Tensioni principali di trazione

Quel che si può osservare, anche dal confronto dei singoli modelli con il modello globale, è che vi è coerenza, denotando quindi una certa affidabilità dei modelli e della loro risposta al peso proprio della struttura.

5.4 Analisi modale

Viene eseguita un'analisi delle frequenze modali applicando i parametri lineari al modello. Con quest'analisi si vogliono individuare i modi principali di vibrare dei due edifici, in relazione anche alla percentuale di massa partecipante al modo. Per questo viene svolta un'analisi preliminare sugli edifici separati, vincolati al suolo tramite un incastro perfetto; successivamente si analizza il modello globale, evidenziando i modi di vibrare dell'aggregato.

5.4.1 Battistero

Si riportano in Tabella 5.7 i primi 20 modi di vibrare principali individuati con la relativa direzione, frequenza e percentuale di massa partecipante.

Tabella 5.7 - Modi di vibrare

Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa partecipante [%]			Tipologia del modo
			X	Y	Z	
1	3,338	0,300	69,79	0,13	0	Globale
2	4,043	0,247	0,14	56,9	0	Globale
3	5,020	0,199	0	5,02	0,15	Globale
4	5,959	0,168	0,11	0	0	Locale
5	6,105	0,164	0,005	4,57	0,33	Locale
6	6,157	0,162	0,84	0,033	0	Locale
7	6,796	0,147	0,008	0,017	0,24	Locale
8	6,826	0,146	0,2	0,27	0,004	Locale
9	6,838	0,146	0,023	1,47	0,13	Globale
10	7,507	0,133	0,044	0,14	0	Globale
11	7,766	0,129	0,001	0,09	0	Locale
12	8,802	0,114	7,56	0,018	0,008	Locale
13	9,295	0,108	0,002	0,76	13,83	Locale
14	9,404	0,106	0,003	3,85	1,86	Locale
15	9,990	0,100	0,03	0,005	0,002	Locale
16	10,347	0,097	0,012	0,012	1,29	Locale
17	10,767	0,093	2,53	0,0014	0,1	Locale
18	10,834	0,092	0,014	1,77	0,9	Locale
19	11,518	0,087	0,02	1,38	9,77	Locale
20	11,654	0,086	0,33	1,6	8,7	Locale

Di seguito si riporta la rappresentazione grafica dei modi 1 (Figura 5.14), 2 (Figura 5.15), 3 (Figura 5.16), 5 (Figura 5.17), 10 (Figura 5.18).

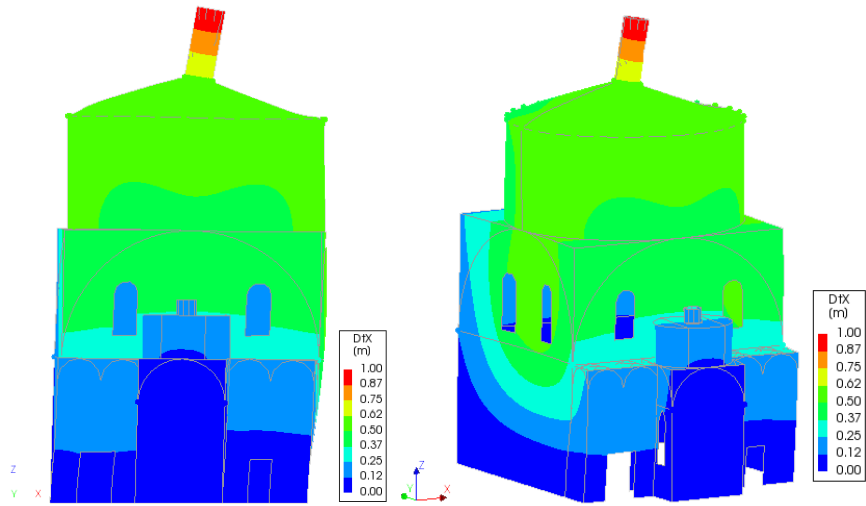


Figura 5.14 - Modo 1, flessionale X

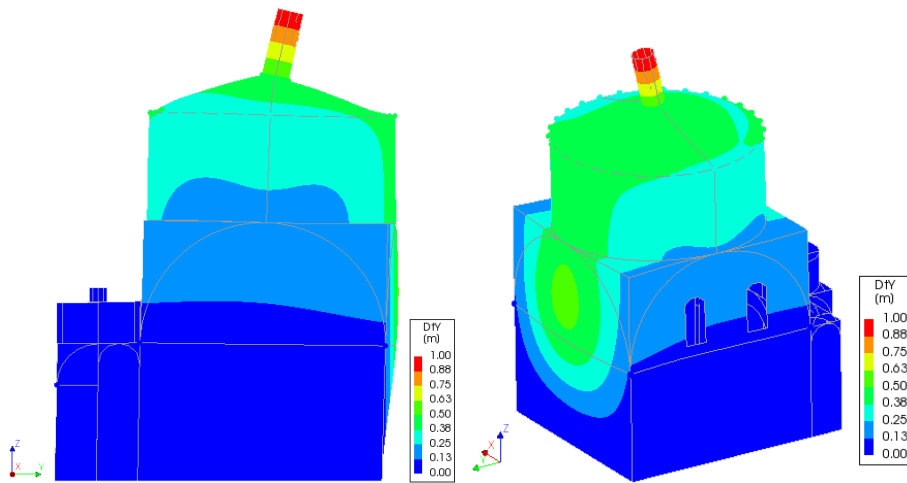


Figura 5.15 - Modo 2, flessionale Y

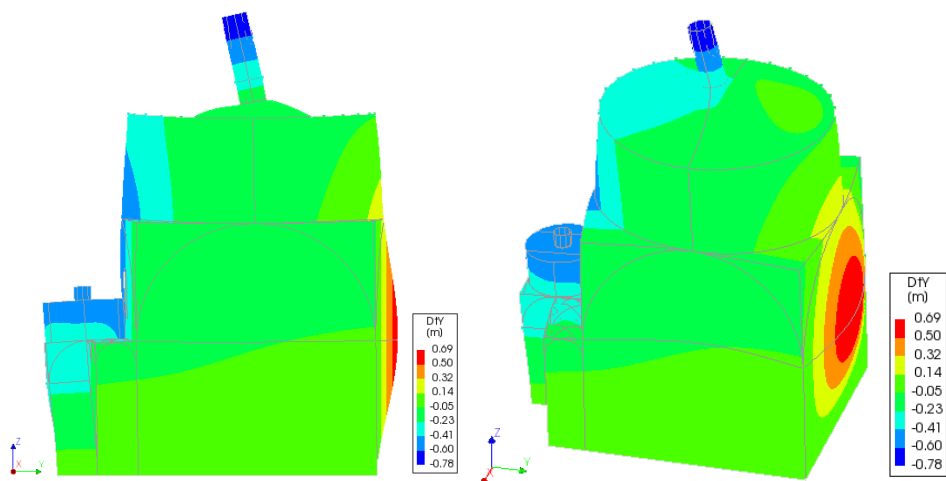


Figura 5.16 - Modo 3, Flessionale Y

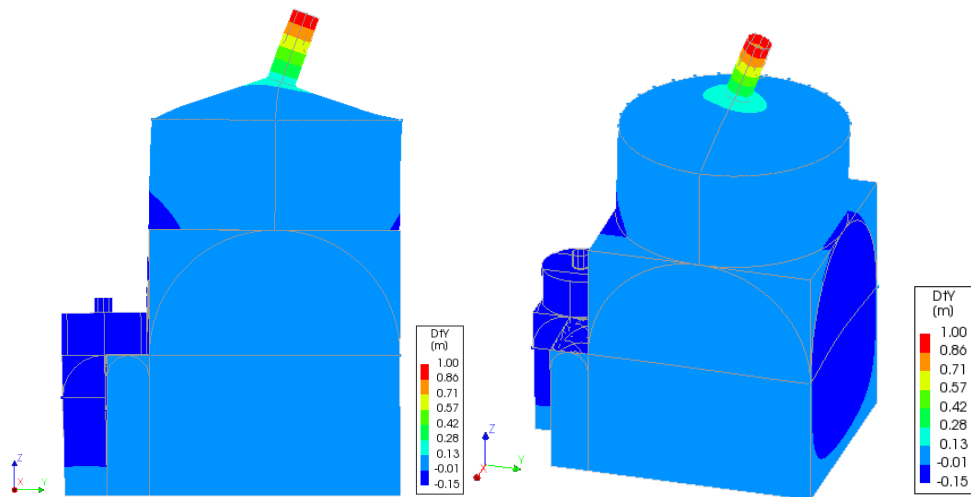


Figura 5.17 – Modo 5, flessionale Y

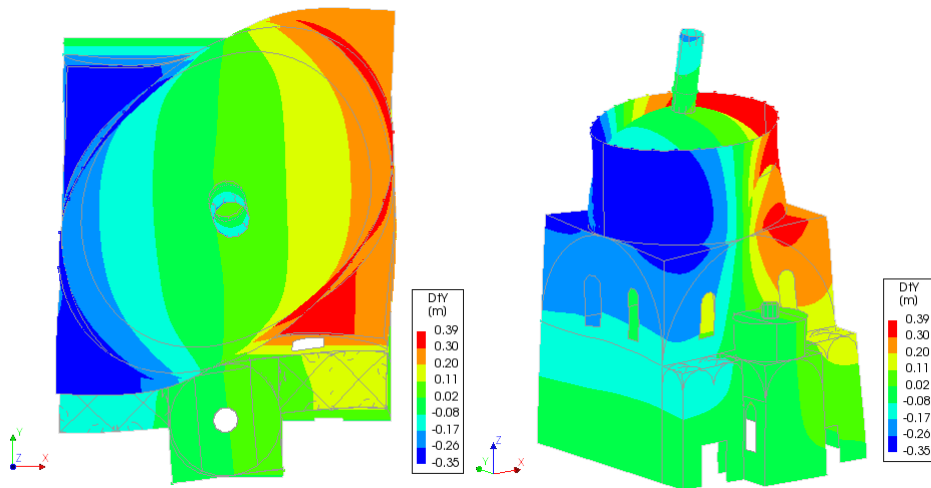


Figura 5.18 - Modo 10, torsionale

Il Battistero è caratterizzato da un primo modo flessionale lungo la direzione X, che coinvolge principalmente la parte superiore della struttura; il secondo modo invece si sviluppa in direzione Y. Sempre in tale direzione risultano evidenti altri due modi di vibrare rilevanti, di cui il numero 5 interessa la lanterna posta in sommità.

Prendendo in considerazione la totalità dei modi di vibrare calcolati, si nota dal Grafico 4 che in direzione X e Y si supera la soglia dell'85% della massa, mentre in direzione Z si arriva solamente al 70%.

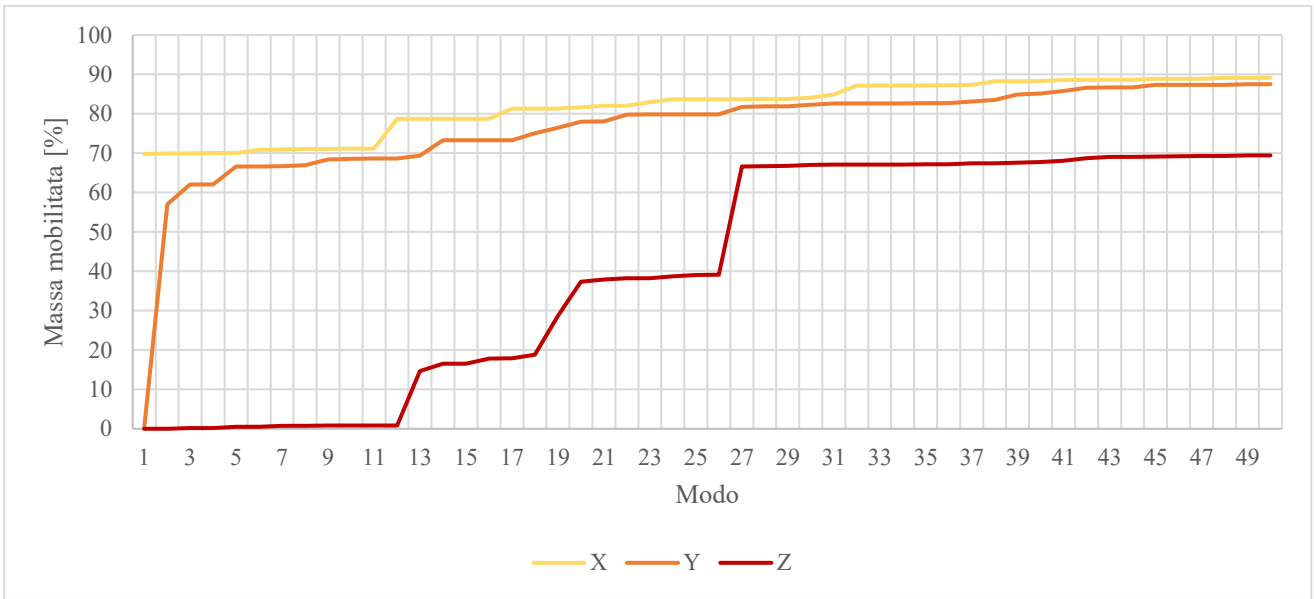


Grafico 4 – Massa mobilitata nelle tre direzioni

L'analisi delle frequenze e dei modi di vibrare ha permesso di valutare anche le masse percentuali attivate da ciascun modo e le relative accelerazioni dovute allo spettro di progetto. La sovrapposizione dei modi sullo spettro, riportati nel Grafico 5, evidenzia come tutti i modi principali individuati si trovino nel *plateau*, sottoposti quindi ad un'accelerazione maggiore, tranne per il Modo 10 torsionale.

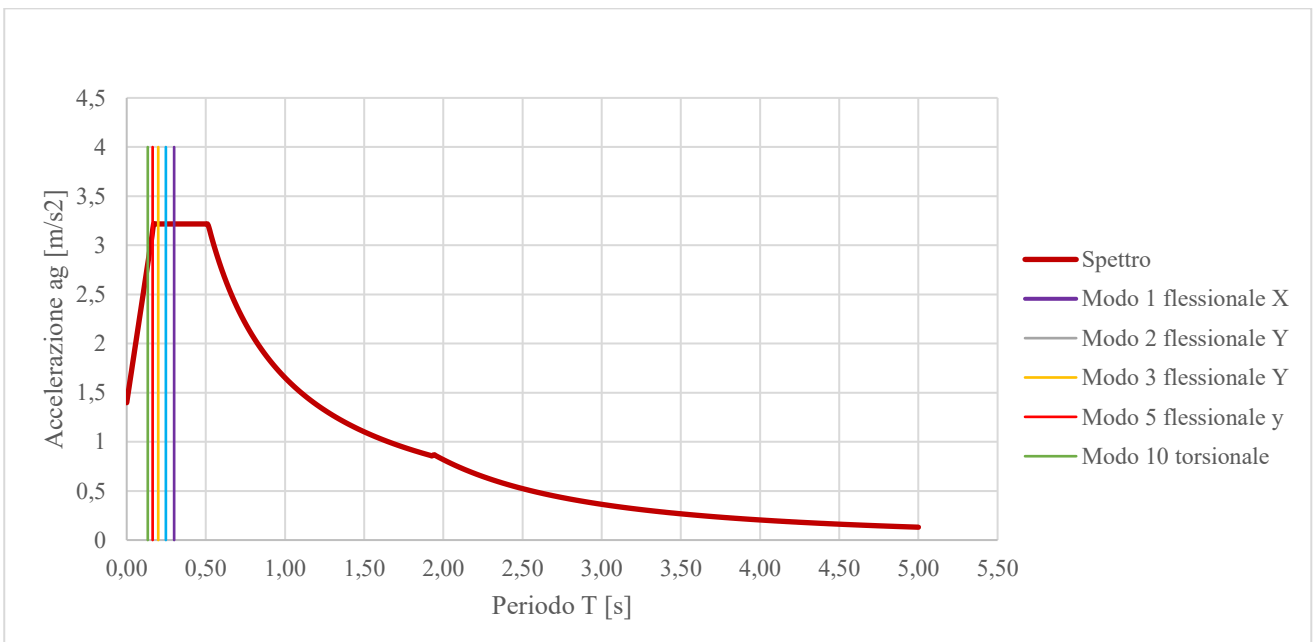


Grafico 5 - Modi di vibrare sullo spettro di progetto

Combinando l'accelerazione di progetto con la relativa massa partecipante, si è in grado di capire quale modo influisce maggiormente sulla risposta sismica della struttura. In questo caso, tutti i modi sono caratterizzati dalla stessa accelerazione, pertanto, i risultati ottenuti saranno coerenti con le rispettive masse partecipanti ricavate dall'analisi (Grafico 6).

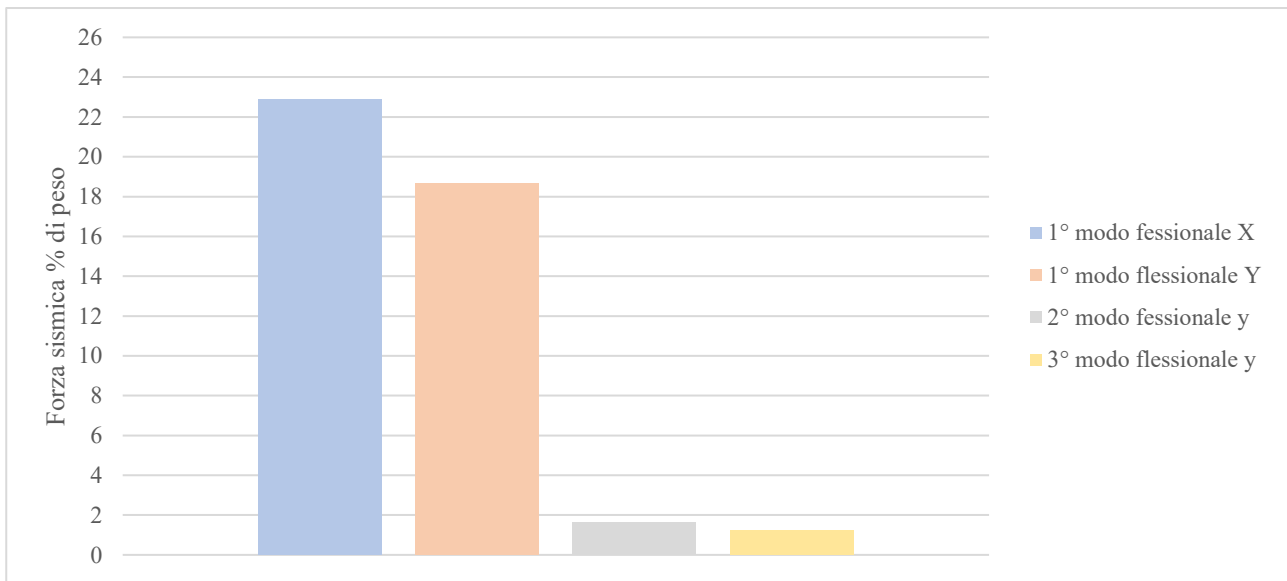


Grafico 6 - Combinazione tra accelerazione di progetto associato al modo e la relativa massa partecipante

5.4.2 Cattedrale

Si riportano in Tabella 5.8 i primi 20 modi di vibrare per l'edificio della Cattedrale, con relativa frequenza, periodo e masse partecipanti nelle tre direzioni.

Tabella 5.8 - Modi di vibrare

Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa partecipante [%]			Tipologia di modo
			X	Y	Z	
1	2,146	0,466	0,08	66,58	0,0015	Globale
2	2,334	0,428	57,37	0,18	0,0014	Globale
3	2,935	0,341	0,61	2,6	0,0047	Locale
4	3,117	0,321	8,35	0,01	0,0022	Globale
5	3,596	0,278	0,04	0,69	0,0024	Locale
6	4,170	0,240	0,22	0,09	0	Globale
7	4,238	0,236	1,33	0,91	0,0042	Locale
8	4,455	0,224	6,27	0,06	0	Globale
9	4,640	0,216	0,004	1,5	0,041	Locale
10	4,735	0,211	4,59	0,1	0,009	Locale
11	4,950	0,202	0,65	4,72	0,04	Locale
12	5,174	0,193	0,64	1,44	0,022	Locale
13	5,225	0,191	0,03	0,18	0,01	Locale
14	5,328	0,188	0,02	0,002	0	Locale
15	5,499	0,182	0,02	0,03	0	Locale
16	5,732	0,174	0,009	0,007	1,05	Locale
17	6,402	0,156	0,15	2,07	0,014	Globale
18	6,478	0,154	0,18	0,47	0,011	Globale
19	6,689	0,149	1,7	0,03	0,085	Locale
20	6,878	0,145	0,009	0,04	0,97	Locale

Di seguito si riporta la rappresentazione grafica dei modi 1 (Figura 5.19), 2 (Figura 5.20), 4 (Figura 5.21), 8 (Figura 5.22).

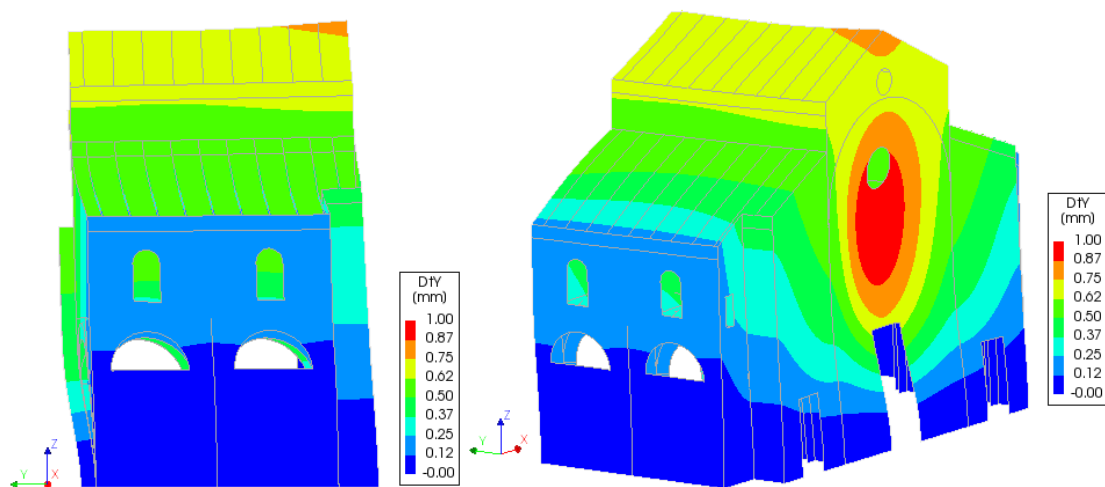


Figura 5.19 - Modo 1, flessionale Y

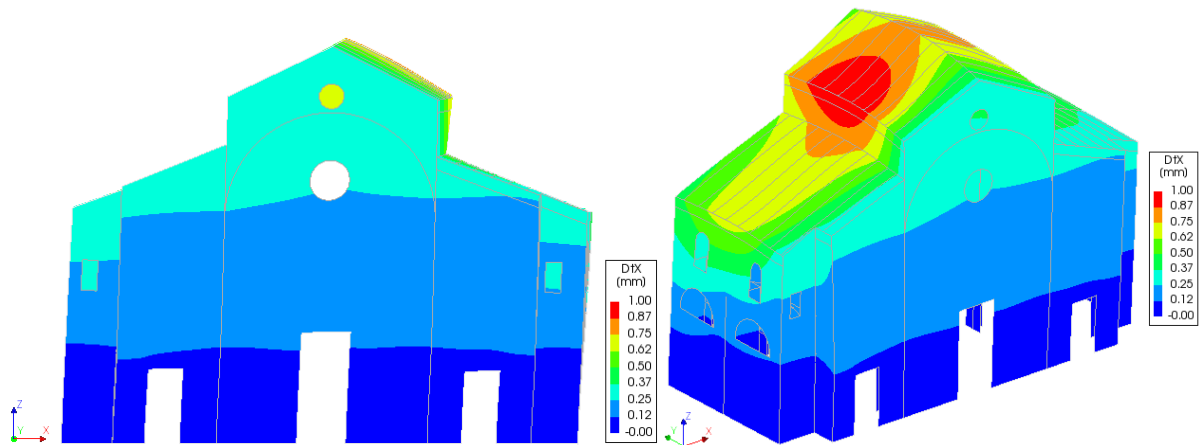


Figura 5.20 - Modo 2, flessionale X

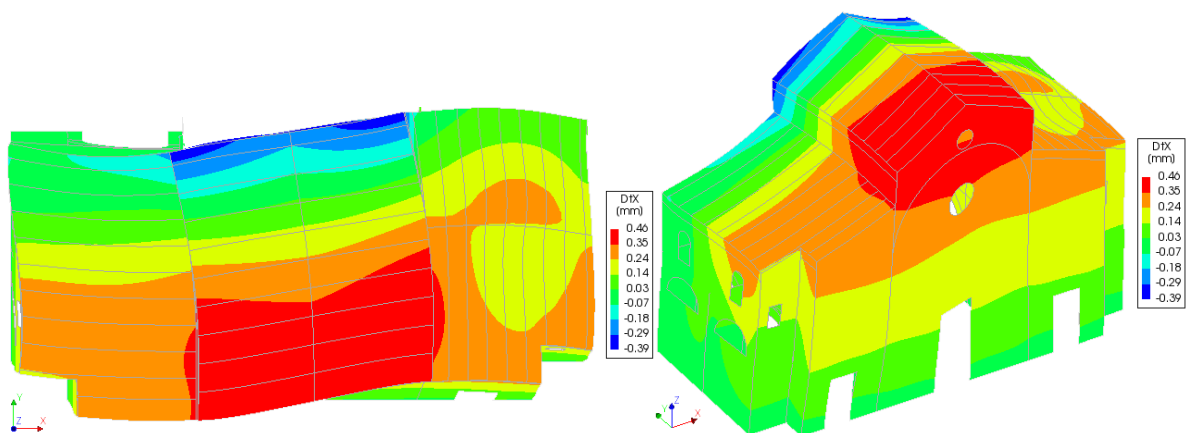


Figura 5.21 - Modo 4, torsionale

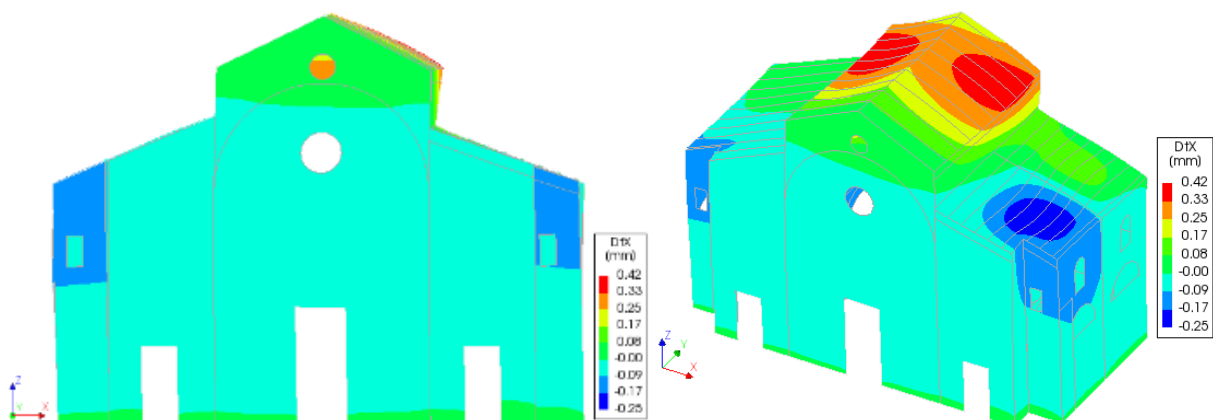


Figura 5.22 - Modo 8, flessionale X

La Cattedrale è caratterizzata da un primo modo in direzione Y, nel verso entrante della facciata principale, mentre un secondo modo in direzione X, verso la struttura del Battistero. Questo risultato è interessante, nella previsione di approfondire la relazione di interazione tra le due strutture; infatti, è la direzione X quella che interessa la zona di contatto e il rischio di martellamento tra Cattedrale e Battistero.

Anche per la Cattedrale nelle direzioni X e Y si raggiunge l'85% della massa partecipante, ma non nella direzione Z (Grafico 7).

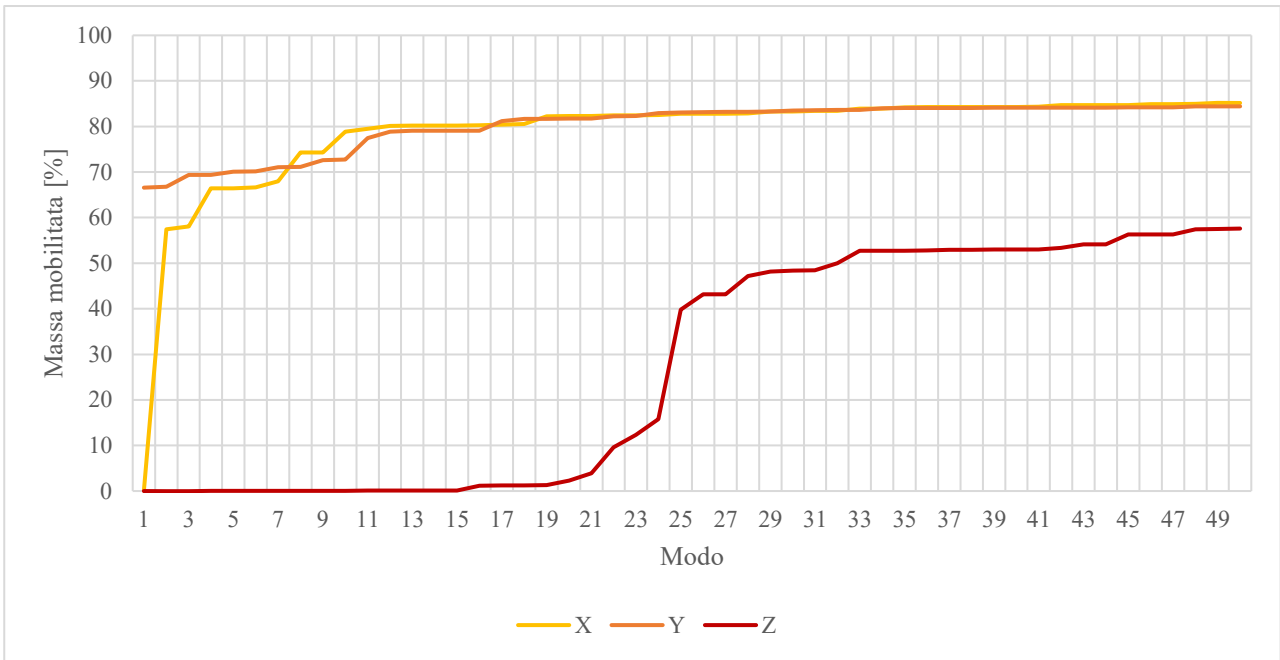


Grafico 7 - Massa mobilitata nelle tre direzioni

I modi principali individuati sono collocati tutti nel plateau, per cui hanno la medesima accelerazione, che risulta essere massima (Grafico 8).

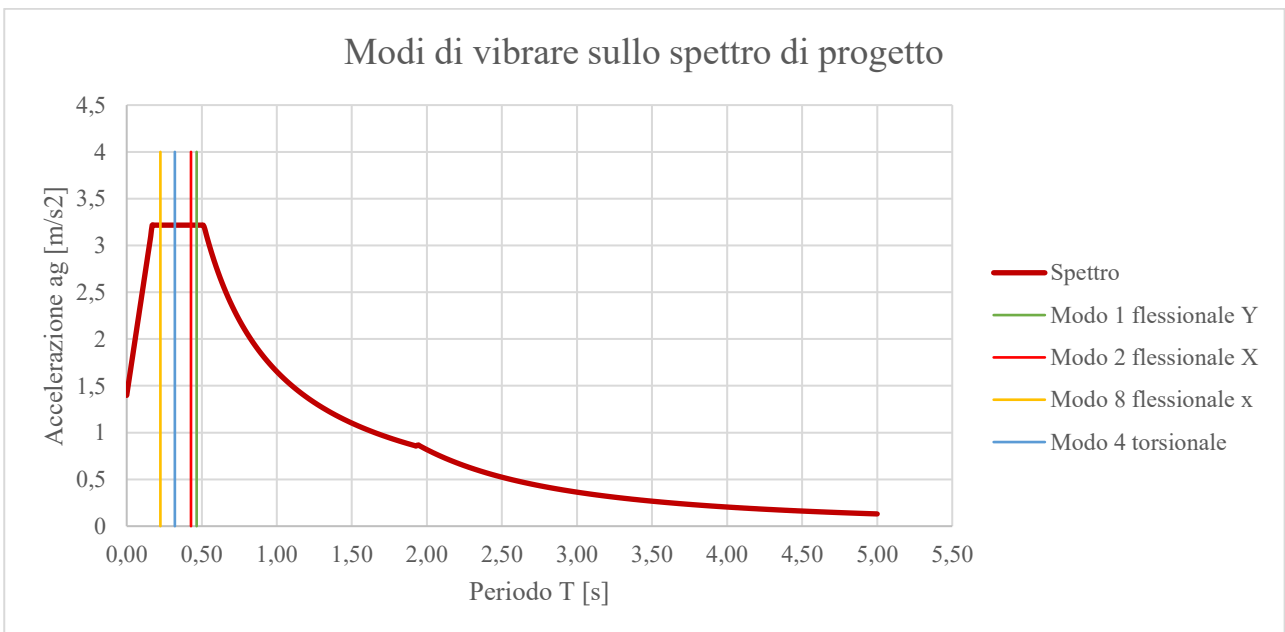


Grafico 8 - Modi di vibrare sullo spettro di progetto

Il grafico riporta l'influenza dei primi tre modi di vibrare sulla risposta sismica globale (Grafico 9).

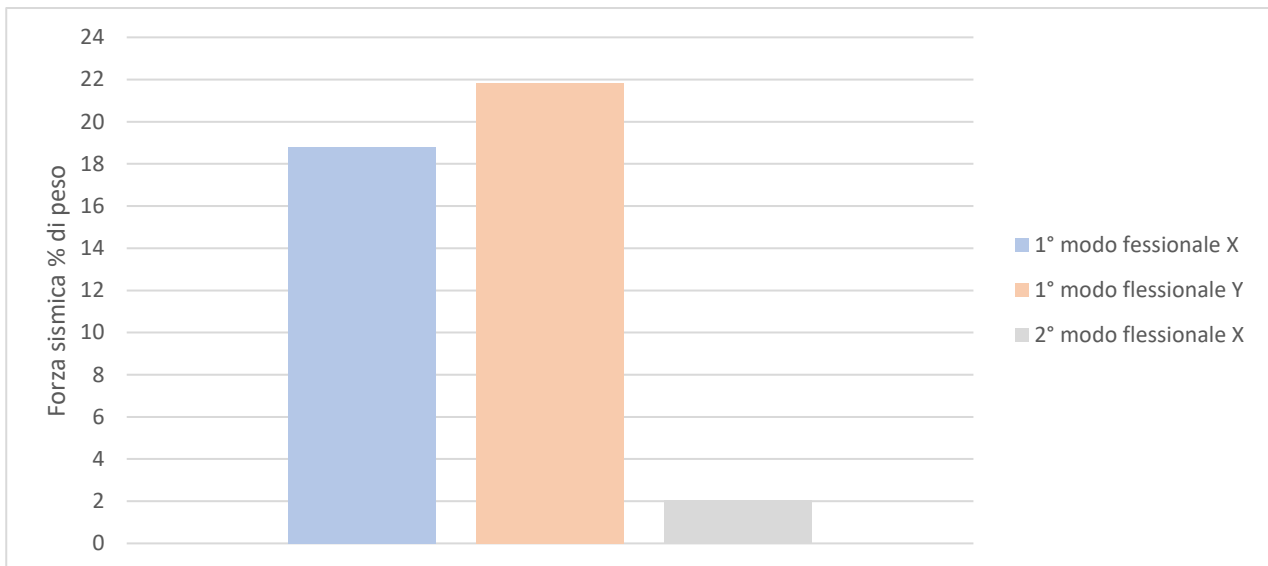


Grafico 9 - Combinazione tra accelerazione di progetto associato al modo e la relativa massa partecipante

5.4.3 Modello globale

Anche per il modello globale si riportano in Tabella 5.9 i primi 20 modi di vibrare del modello, con relativa frequenza, periodo e massa partecipante nelle tre direzioni.

Tabella 5.9 - Modi di vibrare

Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa partecipante [%]			Tipologia
			X	Y	Z	
1	2,437	0,410	54,68	0,009	0,0025	Globale
2	2,946	0,339	2,76	0,19	0,01	Globale
3	3,478	0,288	0,11	6,61	0,004	Locale
4	4,000	0,250	6,04	0,43	0	Globale
5	4,136	0,242	4,06	2,94	0,005	Globale
6	4,206	0,238	1,42	11,65	0,006	Globale
7	4,398	0,227	0,19	12,6	0,009	Locale
8	4,483	0,223	3,75	10,28	0	Globale
9	4,587	0,218	0,64	3,9	0,04	Globale
10	4,703	0,213	2,81	0,81	0,008	Locale
11	4,789	0,209	2,32	1,97	0,005	Locale
12	5,088	0,197	0,009	1,79	0,006	Locale
13	5,282	0,189	0,17	0,81	0,08	Globale
14	5,327	0,188	0,03	1,75	0,01	Locale
15	5,473	0,183	0	0,21	0	Locale
16	5,605	0,178	0,05	0,7	0,03	Locale
17	5,834	0,171	0,03	0,011	0,53	Locale
18	5,916	0,169	0,05	0,003	0,67	Locale
19	6,232	0,160	0,13	0,007	0,02	Locale
20	6,248	0,160	0,005	0,75	0,03	Locale

Di seguito si riportano le rappresentazioni grafiche dei modi 1 (Figura 5.23), 3 (Figura 5.24), 8 (Figura 5.25).

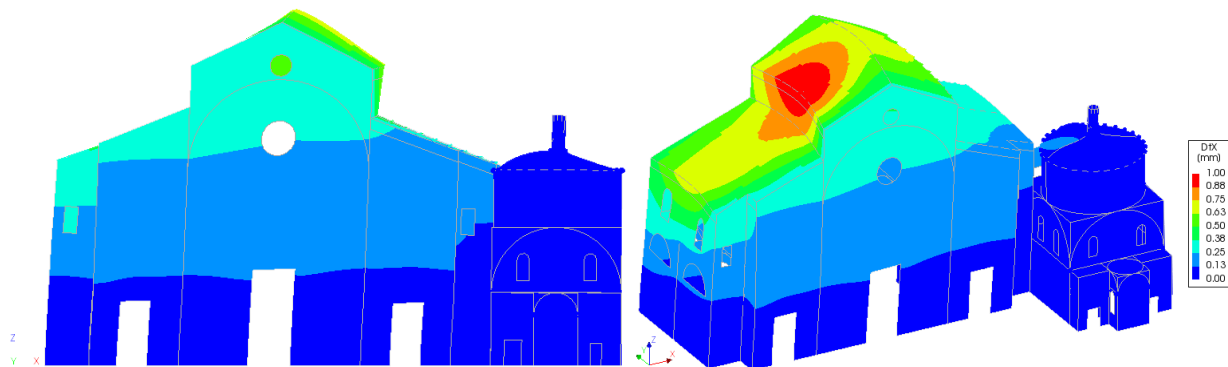


Figura 5.23 - Modo 1, flessionale X

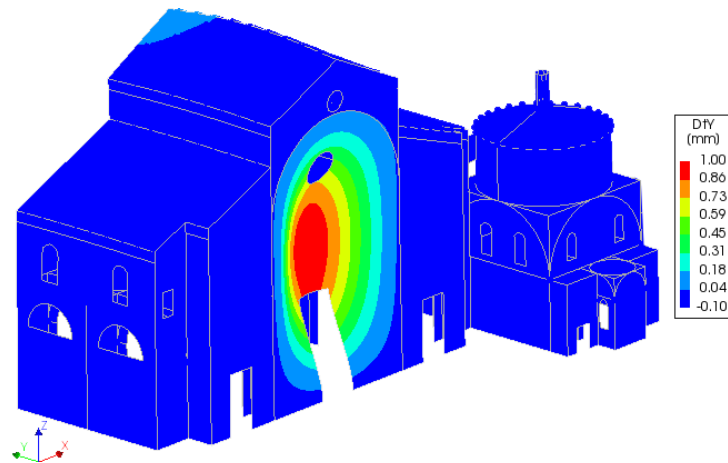


Figura 5.24 - Modo 3, flessionale Y

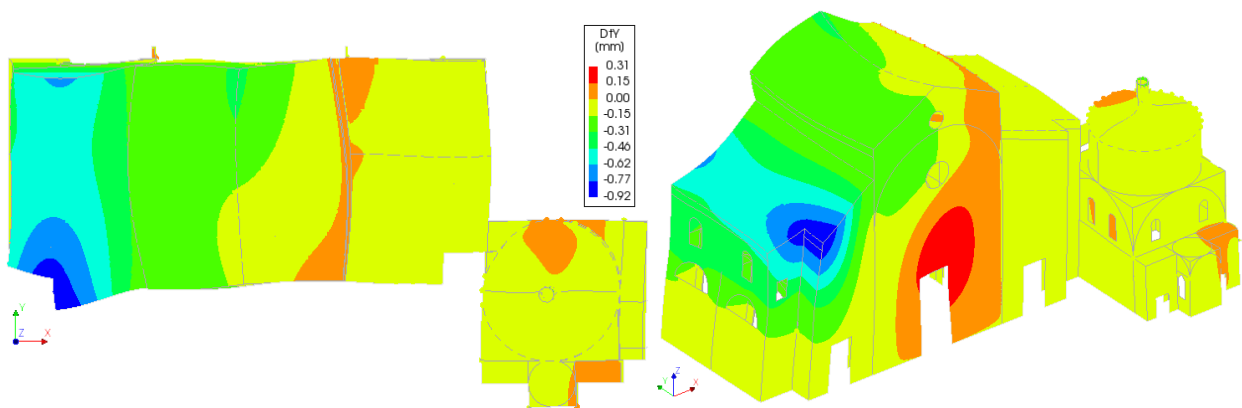


Figura 5.25 - Modo 8, torsionale

Il modello globale, caratterizzato dall'unione tramite un plate nel punto di interazione dei due edifici, presenta un primo modo di vibrare che coinvolge la Cattedrale in direzione X, verso il Battistero. Il fatto che sia il primo modo mette maggiormente in luce la problematica dell'interazione degli edifici, in particolare il martellamento che si verrebbe a creare.

In questo caso, in nessuna delle tre direzioni principali si raggiunge l'85% della massa previsto da normativa (Grafico 10).

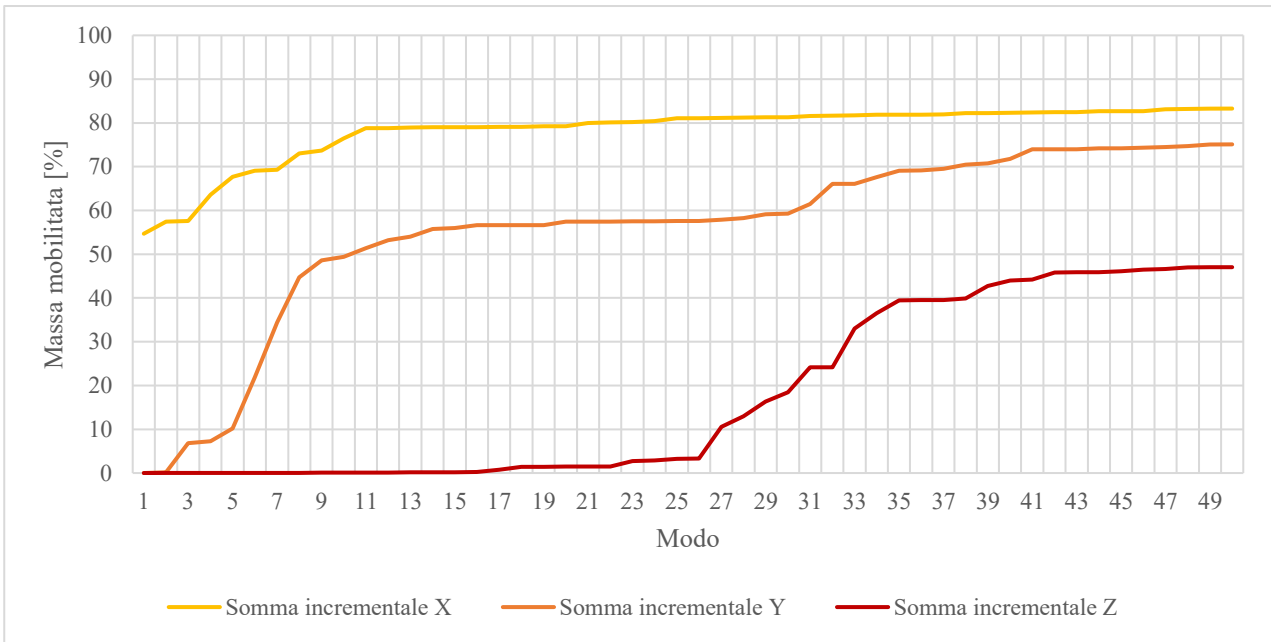


Grafico 10 - Massa mobilitata nelle tre direzioni

Lo studio dell'aggregato ha restituito un risultato che ci si poteva aspettare, i modi principali considerati si collocano tutti nel plateau (Grafico 11). D'altronde, il medesimo risultato era stato riscontrato anche per i modelli dei singoli edifici.

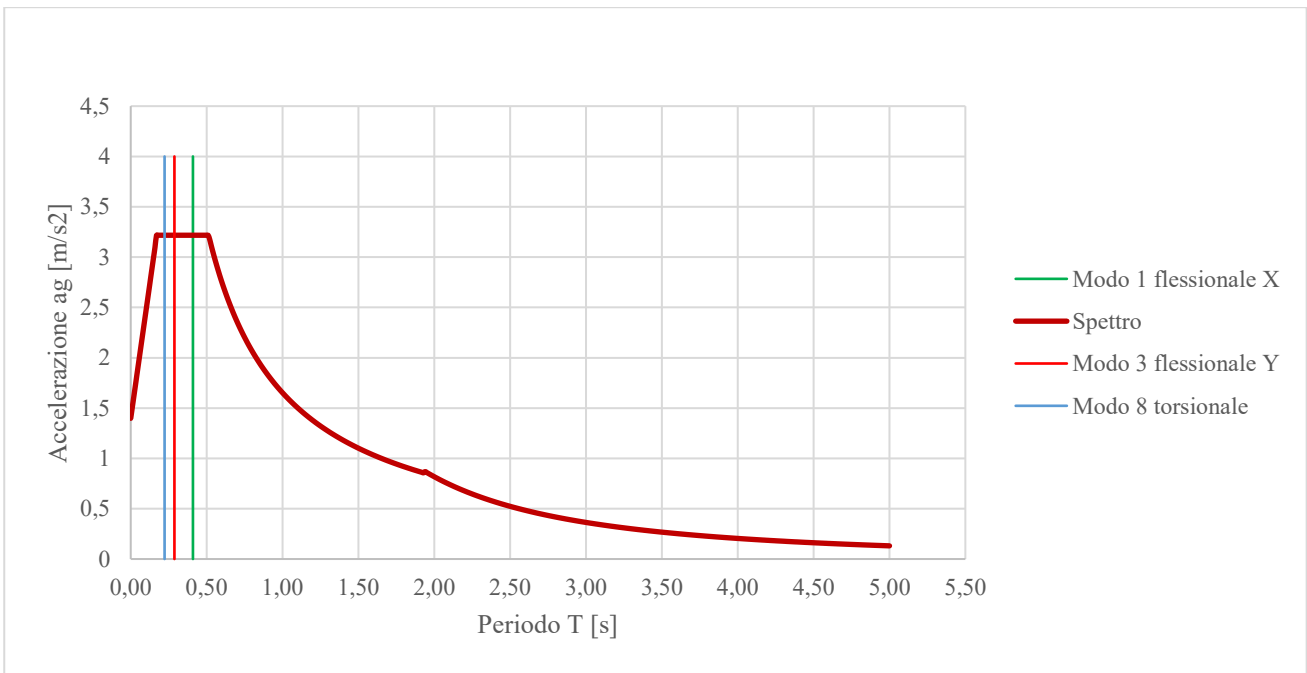


Grafico 11 - Modi di vibrare sullo spettro di progetto

Il grafico riporta l'influenza dei primi due modi di vibrare sulla risposta sismica globale (Grafico 12).

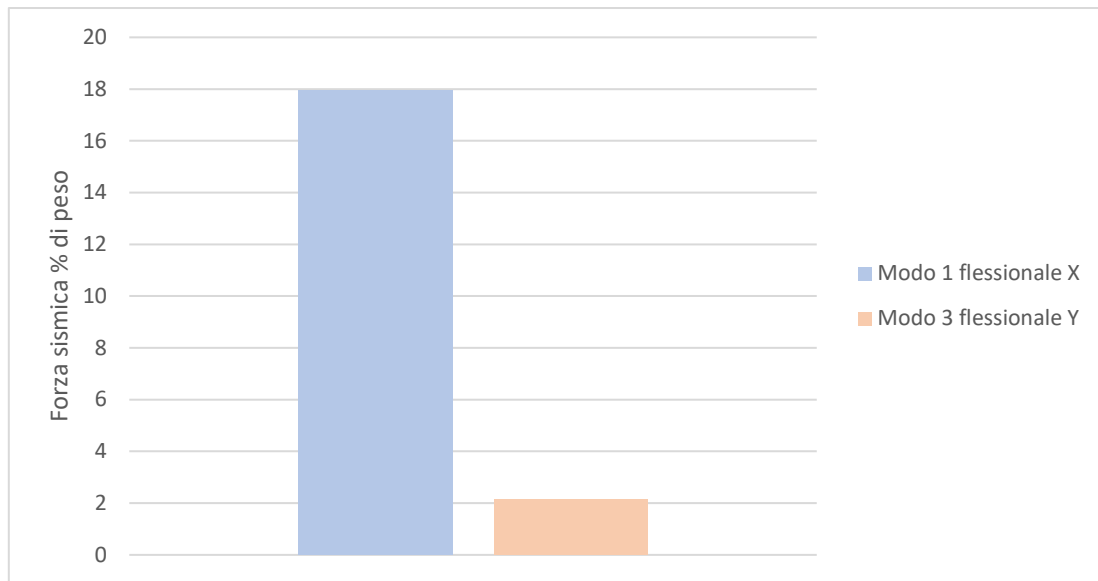


Grafico 12 - Combinazione tra accelerazione di progetto associato al modo e la relativa massa partecipante

5.4.4 Osservazioni finali

Valutando le analisi modali eseguite sui modelli singoli, con quella svolta sul modello globale dell'edificio emerge la differenza dei modi di vibrare degli edifici, nelle due differenti condizioni. Infatti, è evidente soprattutto nella Cattedrale l'influenza che ha la presenza del Battistero sulla definizione del primo modo di vibrare; si evidenzia per il singolo edificio un primo modo in direzione Y, in direzione longitudinale allo stesso, mentre nel modello globale il primo modo di vibrare si sviluppa lungo la direzione trasversale X (parallela alla facciata della Cattedrale). Quest'ultimo vede interessata, in primo luogo, proprio la Cattedrale, con un moto in direzione del Battistero.

Questo risultato fa porre l'attenzione a uno dei temi principali della tesi, cioè quello dell'interazione tra gli edifici di Battistero e Cattedrale. Il fatto che il primo modo interessi l'edificio maggiore proprio nella direzione dell'interazione, non fa che confermare che la zona di contatto tra i due edifici sia la più sensibile del complesso, dando luogo con molta probabilità a fenomeni di martellamento in caso di una sollecitazione sismica.

6 Analisi globale e studio dell'interazione strutturale

6.1 Premessa

Le analisi numeriche non lineari condotte nel presente capitolo consentono di studiare in maniera approfondita la risposta sismica delle due strutture e di valutare, in caso di terremoto, gli effetti di interazione.

Gli scopi delle analisi condotte possono essere così sintetizzati:

- Studiare il comportamento sismico dei due edifici e l'interazione strutturale;
- Definire le modalità di collasso delle strutture, applicando una forza esterna proporzionale alle masse e ai modi di vibrare;
- Utilizzare il modello numerico per definire i possibili meccanismi di collasso;
- Ottimizzare l'individuazione dei macroelementi da sottoporre a verifica.
- Anche per lo svolgimento delle analisi pushover, si è fatto ricorso a più modelli, a seconda della direzione di analisi considerata (Figura 6.1); il modello del solo Battistero, della Cattedrale e infine il modello globale che comprende entrambi gli edifici.

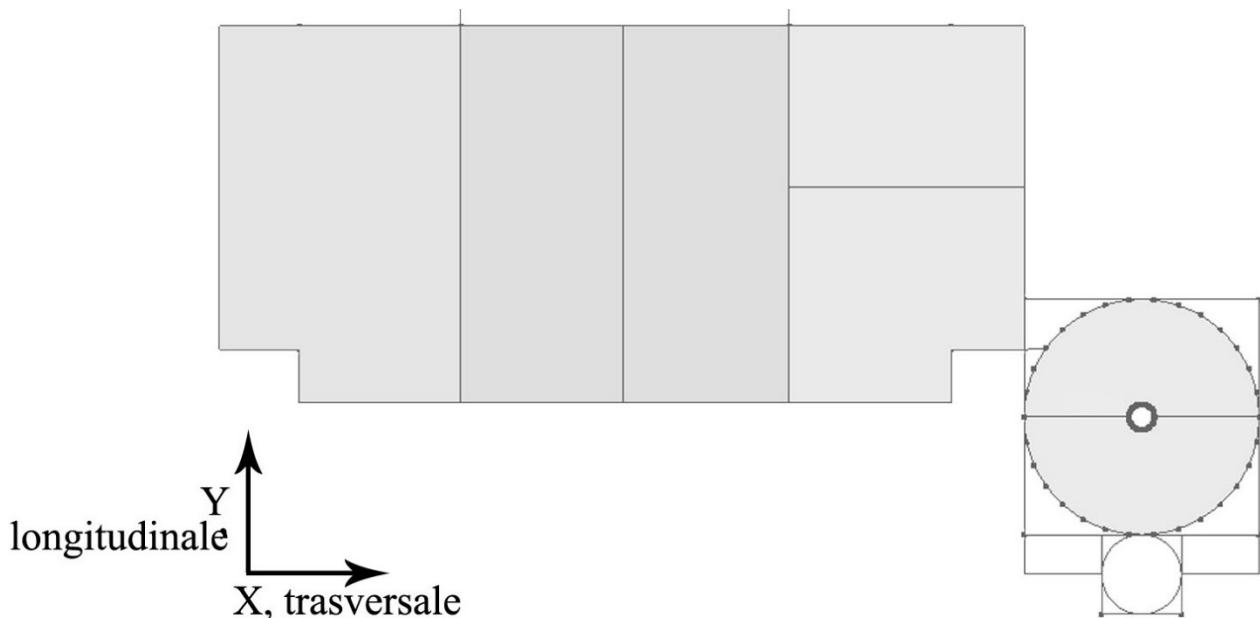


Figura 6.1 – Direzioni di analisi considerate

Considerando la conformazione planimetrica dei due edifici e valutando i possibili effetti di interazione a partire dall'analisi modale, sono state eseguite le seguenti analisi:

- Per il Battistero sono state svolte analisi in direzione longitudinale $\pm Y$ sul modello isolato del solo Battistero;
- Per la Cattedrale sono state svolte analisi in direzione longitudinale $-Y$, in direzione fuori piano della facciata, verso la piazza antistante; anche in questo caso si è utilizzato il modello FEM della sola Cattedrale;
- Per lo studio della risposta trasversale tra le due strutture e valutare gli effetti di interazione si sono invece svolte analisi in direzione $\pm X$ condotte separatamente sul modello globale Battistero+Cattedrale.

Nel modello globale, al fine di studiare l'interazione tra i due edifici, è stato modellato un elemento di collegamento tra lo spigolo della Cattedrale e il tamburo del Battistero, nel punto in cui gli edifici attualmente sono in contatto (Figura 6.2). Tale elemento è caratterizzato da una resistenza a trazione praticamente nulla, e invece da un'elevata resistenza a compressione; sarà utile per individuare le tensioni che si concentrano nell'interfaccia di contatto tra le due strutture. In Tabella 6.1 sono riportati i parametri meccanici assegnati

all'elemento in questione, adottando per lo stesso un comportamento *exponential* a trazione e *ideal* a compressione.

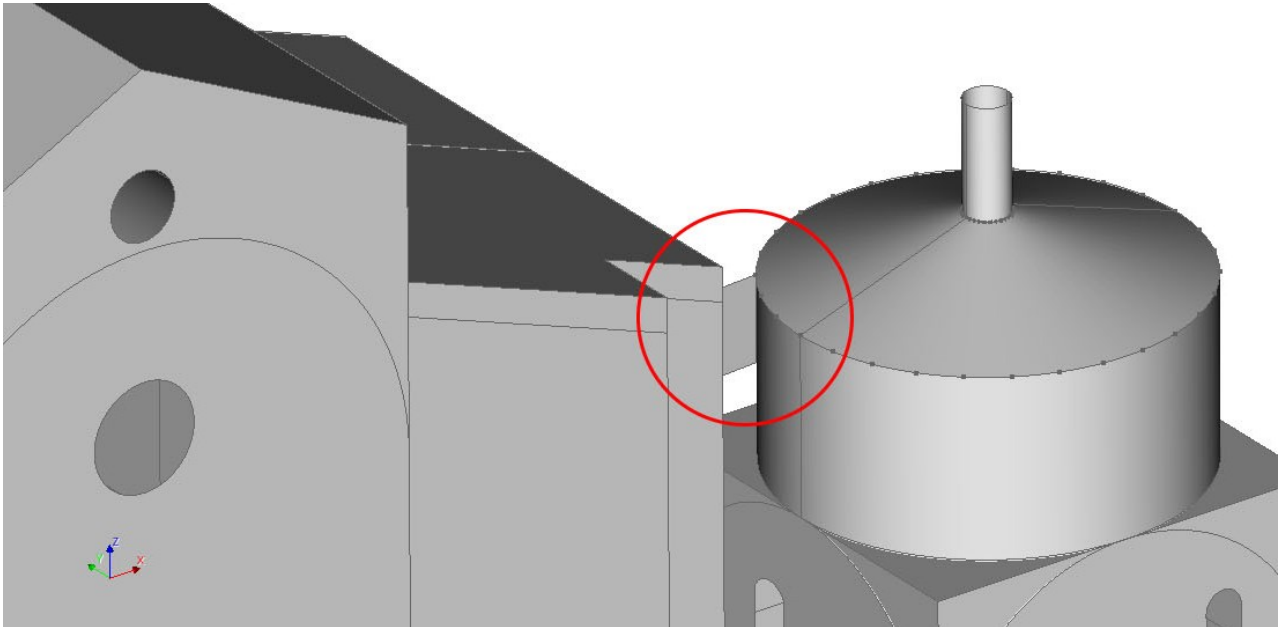


Figura 6.2 - Shape di connessione tra gli edifici

Tabella 6.1 - Caratteristiche meccaniche dello shape di collegamento

Parametri meccanici	Muratura
Resistenza a compressione f_c	10 N/mm ²
Resistenza a trazione f_t	0,1x10 ⁻⁵ N/mm ²
Modulo elastico E	1500 N/mm ²
Energia di frattura a compressione G_c	-
Energia di frattura a trazione G_t	0 N/mm

Nel medesimo modello è stata svolta anche un'approssimazione della parte antistante della struttura del Battistero (abside e volte a crociera) (Figura 6.3), in quanto, tramite delle analisi preliminari, si è constatato che nella direzione X, si concentravano su tali elementi deformazioni anomale, che non rendevano visibili altre deformazioni sulla struttura. Approssimando quindi tali elementi e computando il contributo di peso con delle masse equivalenti nei punti di scarico, è stato possibile svolgere un'analisi più precisa e di dettaglio.

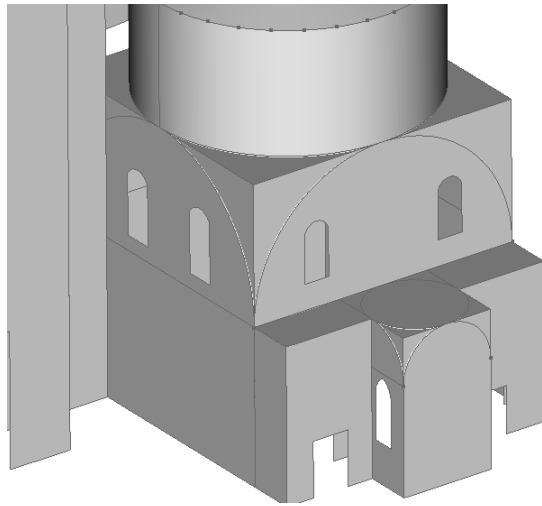


Figura 6.3 - Approssimazione della zona absidale

6.2 Analisi pushover

Per lo svolgimento dell'analisi statica non lineare viene in primo luogo creata un'analisi *structural nonlinear* all'interno del software DIANA. Questa tipologia di analisi è di carattere incrementale iterativo, e prevede l'applicazione del carico agente sulla struttura a *step*. Per questi si ricerca la condizione di equilibrio attraverso le iterazioni, che si interrompono quando non vengono più soddisfatte determinate condizioni di tolleranza definite inizialmente. La tolleranza può essere impostata seguendo diversi criteri: forza, spostamento ed energia.

Nella nuova analisi creata vengono inseriti in primo luogo i carichi gravitazionali, e successivamente, a seconda della direzione dell'azione sismica considerata (X e Y), un sistema di forze statiche orizzontali proporzionali alla massa (tramite l'applicazione di un'accelerazione equivalente $1g=9,81 \text{ m/s}^2$) e uno proporzionale ai modi di vibrare.

Per l'applicazione dei carichi gravitazionali è stato adottato un incremento di carico pari a 0,1 per un totale di dieci step; mentre per i carichi orizzontali si sono adottati step da 0,05 per un totale di duecento. Viene spuntata l'opzione *arc-length control e line search* per aumentare la precisione della convergenza (*Diana User's Manual*, 2021).

Per ogni analisi sono state impostate 400 iterazioni al fine di raggiungere la convergenza, in cui è stato adottato il criterio dell'energia, per l'applicazione del peso proprio, con tolleranza 0,005; mentre per l'applicazione delle forze esterne equivalenti è stato selezionato il criterio di spostamento con tolleranza 0,01.

Quando l'analisi non trova più convergenza nel risultato, si blocca e termina.

Le curve di capacità ottenute indicano sull'asse delle ordinate il coefficiente sismico α e sull'asse delle ascisse lo spostamento del nodo di controllo selezionato (in genere coincide con il baricentro del solaio in sommità, ma in alcuni casi è stato necessario considerare un altro nodo, al fine di descrivere al meglio il comportamento della struttura).

Per tutte le analisi che verranno esposte di seguito sono stati applicati entrambi gli approcci previsti da normativa, cioè proporzionale alla massa e al modo di vibrare; dei risultati ottenuti vengono riportati quelli più significativi, al fine di individuare i macroelementi che si formano.

Per i modelli non lineari sono stati applicati i parametri in Tabella 6.2.

Tabella 6.2 - Parametri meccanici applicati

Parametri meccanici	Muratura	Legno
Peso specifico W	18 kN/m ³	-
Resistenza a compressione f_c	1,43 N/mm ²	3 N/mm ²
Resistenza a trazione f_t	0,125 N/mm ²	0,5 N/mm ²
Modulo elastico E	1500 N/mm ²	800 N/mm ²
Energia di frattura a compressione G_c	2.28 N/mm	-
Energia di frattura a trazione G_t	0.003 N/mm	N/mm

Le coperture lignee sono state considerate con un comportamento *ideal* a compressione, che non necessita della definizione dell'energia di frattura. Inoltre, non viene applicato il peso proprio agli *shapes* della copertura, in quanto, per il Battistero vengono posizionate delle masse equivalenti, in corrispondenza dello scarico delle travi principali, alla base della lanterna e al perimetro del tamburo. Per la Cattedrale viene inserita una densità equivalente nelle fasce di muratura, dove poggiano le travi di copertura, che tiene conto del peso della stessa.

6.3 Studio della risposta del Battistero in direzione $\pm Y$

In direzione +Y vengono presi in considerazione due nodi di controllo, uno posto in sommità alla lanterna (nodo 17924) e uno posto nel prospetto ovest (nodo 3688), in corrispondenza della porzione di struttura caratterizzata da spostamenti maggiori (Figura 6.4).

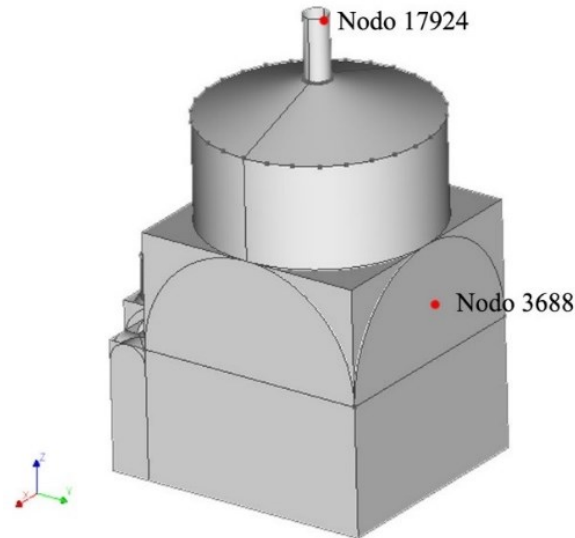


Figura 6.4 - Posizionamento dei nodi di controllo

Le curve di capacità relative ai due nodi che si ottengono dall'analisi pushover sono rappresentate nel Grafico 13.

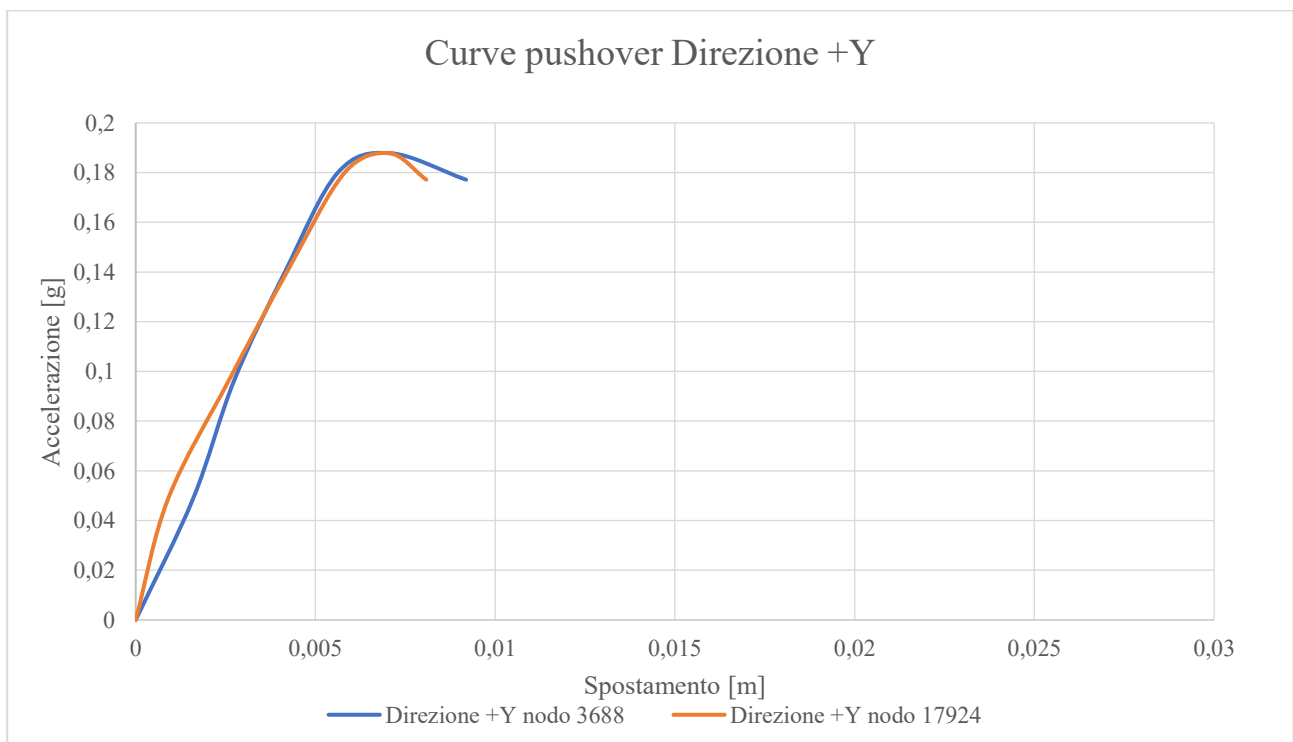


Grafico 13 - Curve di capacità direzione +Y dei nodi 3688 e 17924

Lo step di carico di picco raggiunto è di circa 0,19 g. Per il nodo 3688 si raggiunge uno step di carico ultimo di 0,177g e uno spostamento ultimo di 0.009 m; mentre, per il nodo 17924 si raggiunge uno step di carico ultimo come per il nodo precedente, ma con uno spostamento ultimo minore, pari a 0,008 m.

Come si può notare anche dalla Figura 6.5 il nodo che subisce una deformazione maggiore è il 3688, posizionato sulla parete ovest del Battistero.

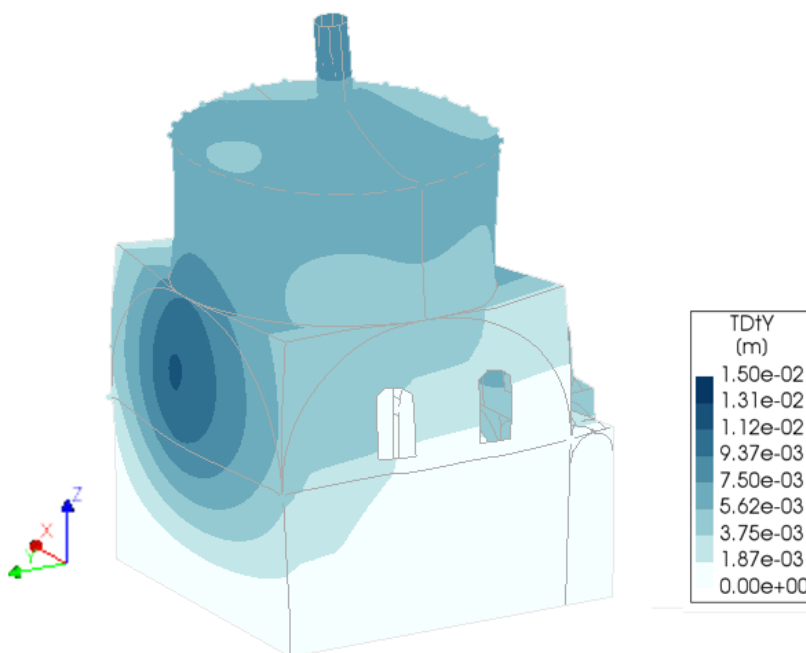


Figura 6.5 - Spostamenti in direzione +Y

Analizzando le principali deformazioni che emergono dall'ultimo step di carico dell'analisi in direzione +Y, sono rilevanti quelle posizionate nella facciata sud della struttura, in corrispondenza delle due aperture, come evidenziato in Figura 6.6.

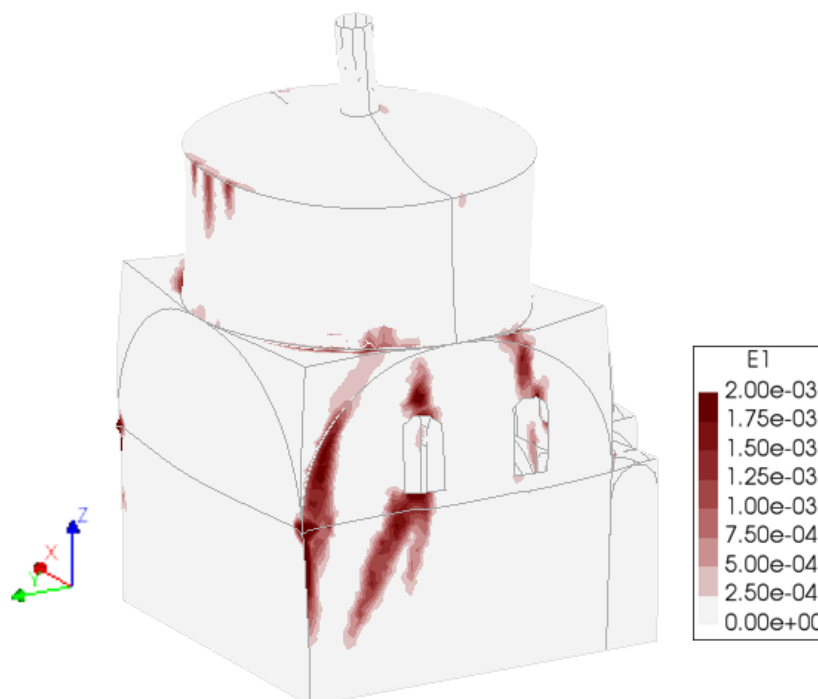


Figura 6.6 – Deformazioni principali in direzione +Y

Considerando invece la direzione -Y, viene esaminato un solo nodo di controllo, posizionato in sommità della lanterna (nodo 18275), in cui si registra lo spostamento massimo della struttura per tale direzione (Figura 6.7).

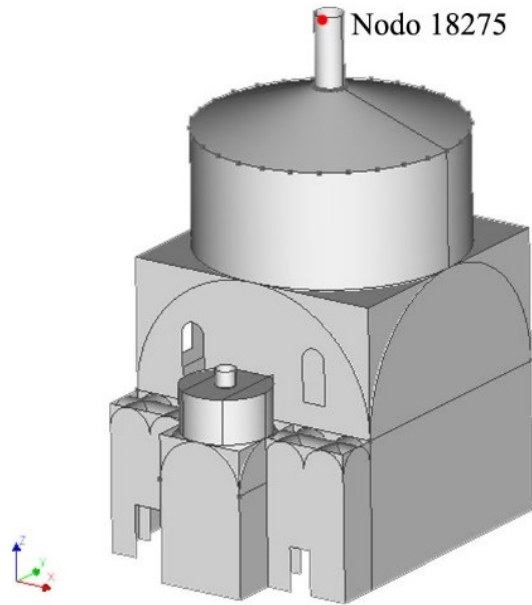


Figura 6.7 - Posizionamento dei nodi di controllo

La curva di capacità che si ottiene dall'esaminazione di questo nodo di controllo è rappresentata nel Grafico 14; l'andamento della curva è molto simile a quella della direzione opposta, analizzata precedentemente. Si registra uno step di carico massimo di circa 0,21 g e uno step di carico ultimo di 0,20 g; mentre lo spostamento massimo in corrispondenza dell'ultimo step risulta essere di quasi 0,012 m (Figura 6.8). Rispetto alla direzione +Y, in direzione -Y si può evidenziare una capacità di carico e spostamento leggermente maggiore.

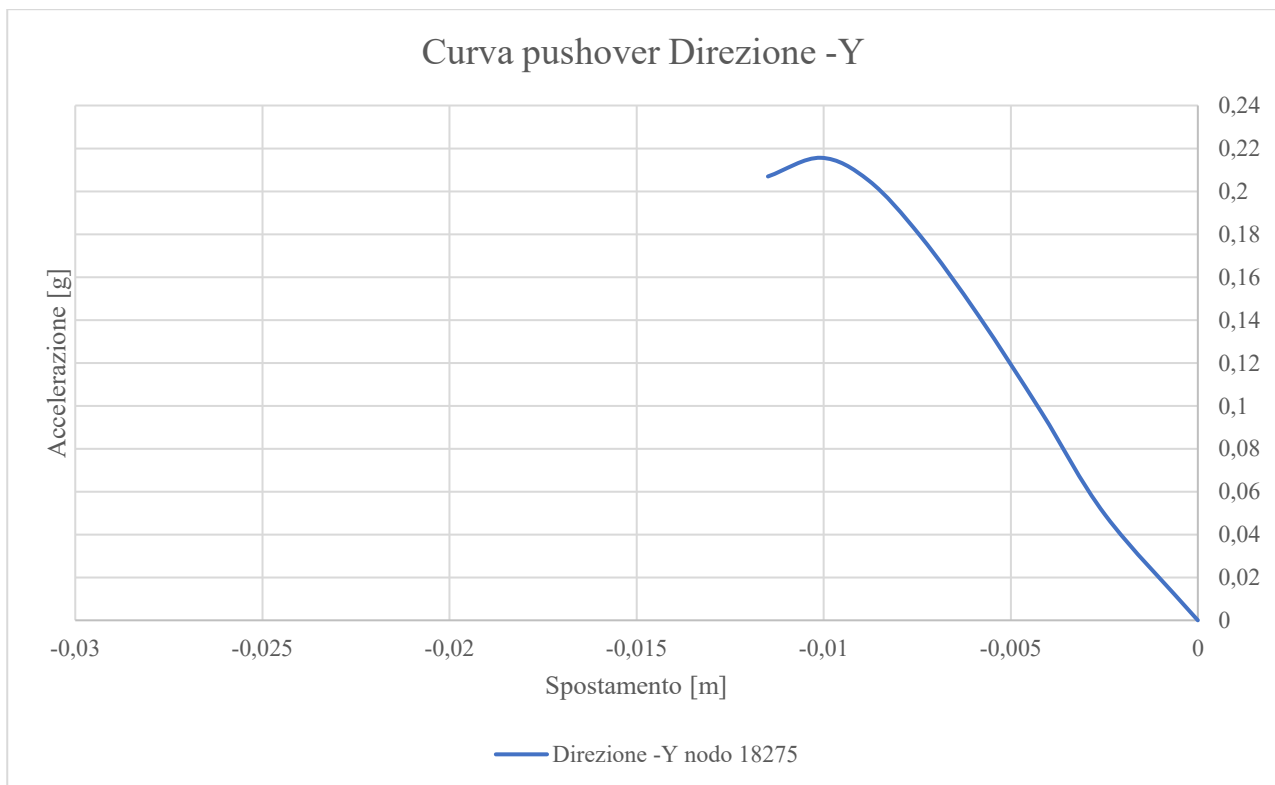


Grafico 14 – Curva di capacità direzione -Y nodo 18275

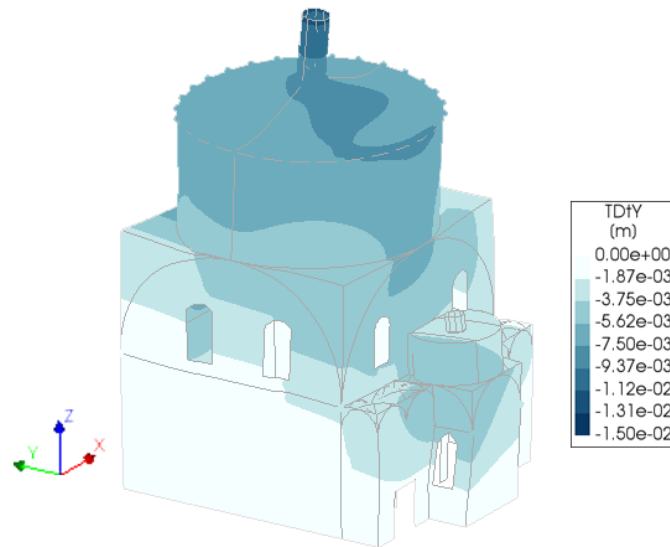


Figura 6.8 – Spostamenti in direzione -Y

Analizzando invece i risultati relativi alle deformazioni, anche in direzione -Y le zone con concentrazione di deformazioni principali di trazione sono quelle in corrispondenza delle aperture nella parete sud. Altre zone rilevanti sono individuabili nell'attacco tra l'aula e il corpo d'ingresso; questo potrebbe essere causato da effetti di martellamento causati da elementi strutturali adiacenti di differente altezza (Figura 6.9).

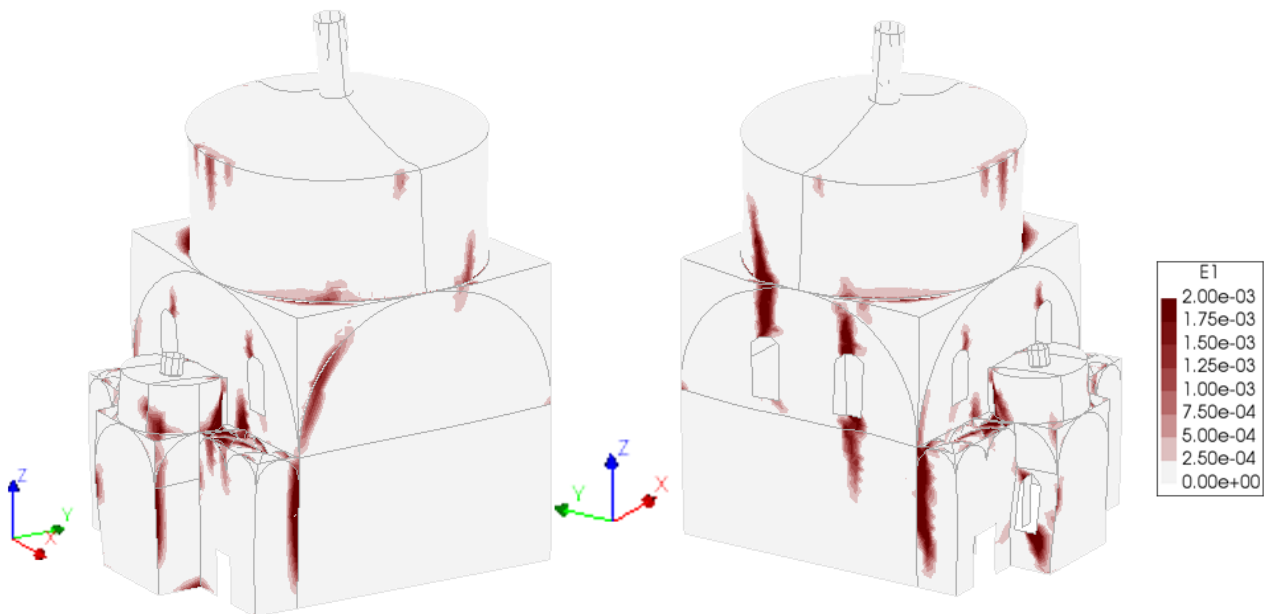


Figura 6.9 - Deformazioni di trazione in direzione -Y

6.4 Studio della risposta della Cattedrale in direzione -Y

Considerando la direzione -Y per l'analisi pushover della Cattedrale, vengono selezionati due nodi di controllo, uno in copertura (nodo 11694), in corrispondenza dell'intersezione delle falde, e un altro al centro della facciata, al di sotto dell'oculo più basso (Figura 6.10).

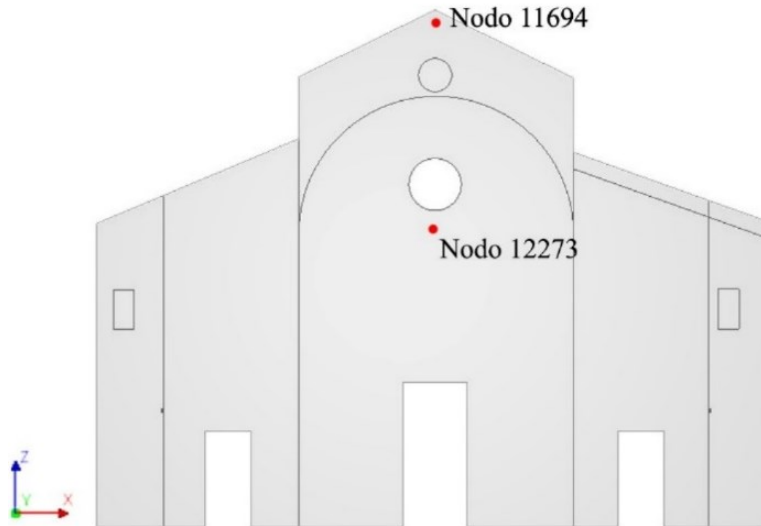


Figura 6.10 - Posizionamento dei nodi di controllo

Vengono riportate le curve di capacità con l'approccio sia proporzionale alle masse che al primo modo di vibrare nel Grafico 15.

Le curve di capacità proporzionali alle masse, presentano un primo tratto lineare elastico fino a circa 0,10 g; lo step di carico massimo è coerente tra le due curve e corrisponde a circa 0,18 g, mentre lo spostamento è differente. Per il nodo 11694 la capacità di spostamento è minore e corrisponde a circa 0,05 m; il nodo 12773 raggiunge uno spostamento massimo di 0,095 m.

Per quanto riguarda invece le curve riferite al secondo approccio, presentano un andamento un po' diverso dalle precedenti; infatti, raggiungono una capacità di carico ben superiore, con un picco a 0,24 g, ma una capacità di spostamento ultimo minore, di 0,055 m per il nodo 12773 e di 0,02 circa per il nodo 11694. Rimane coerente la differente capacità tra i due nodi di controllo considerati.

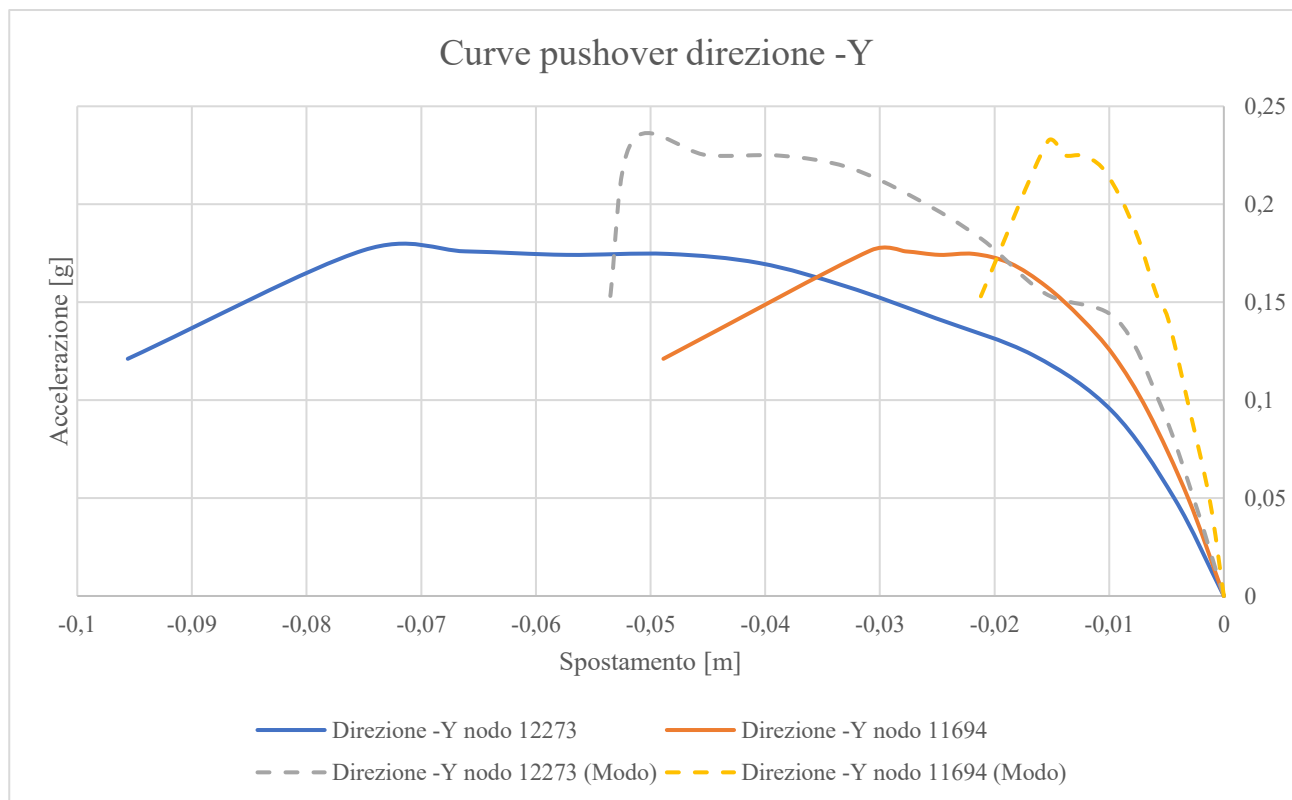


Grafico 15 - Curve di capacità in direzione -Y nodo 12273 e 11694

Di seguito viene riportata la rappresentazione grafica dell'approccio proporzionale alle masse, in quanto i comportamenti con le due distribuzioni di forze sono simili.

Gli spostamenti più significativi si verificano in corrispondenza della parte centrale della facciata (Figura 6.11). Lo spostamento maggiore è collocato sul lembo inferiore dell'oculo inferiore, ed è rappresentato dalla curva di capacità ottenuta plottando gli spostamenti del nodo 12273.

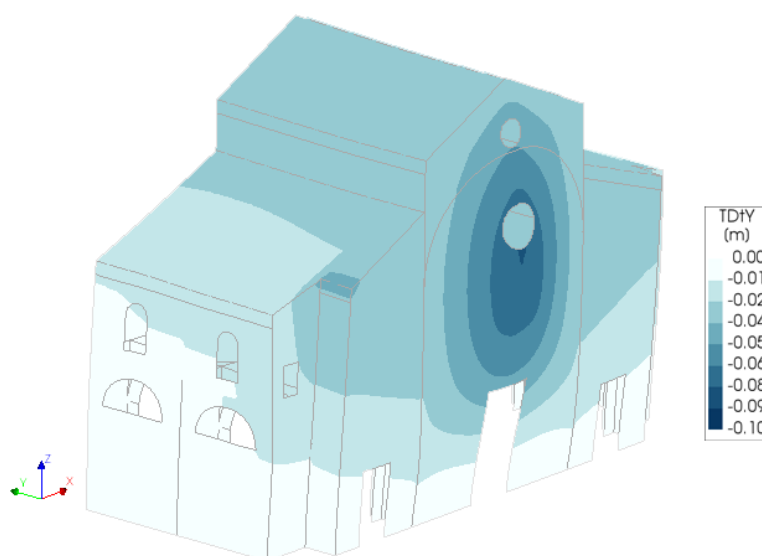


Figura 6.11 – Spostamenti in direzione -Y

Le maggiori deformazioni di trazione si collocano in corrispondenza dello spostamento maggiore, al centro della facciata, producendo una deformazione che si sviluppa dall'oculo al portale d'ingresso centrale. Questo può essere dovuto al fatto che la porzione della facciata relativa alla navata centrale non è sufficientemente

trattenuta dalle pareti ad essa ortogonali con conseguente deformazione fuori piano. Anche in corrispondenza dell'attacco con le navate laterali si segnala una concentrazione di deformazioni

Al di sopra dell'oculo la lesione continua, fino in copertura. In Figura 6.12 è evidente la deformazione presente all'attacco tra facciata e volta a botte.

Altre deformazioni rilevanti in questo caso, sono quelle presenti al di sopra degli ingressi laterali, e in corrispondenza delle aperture della parete laterale della chiesa (Figura 6.12).

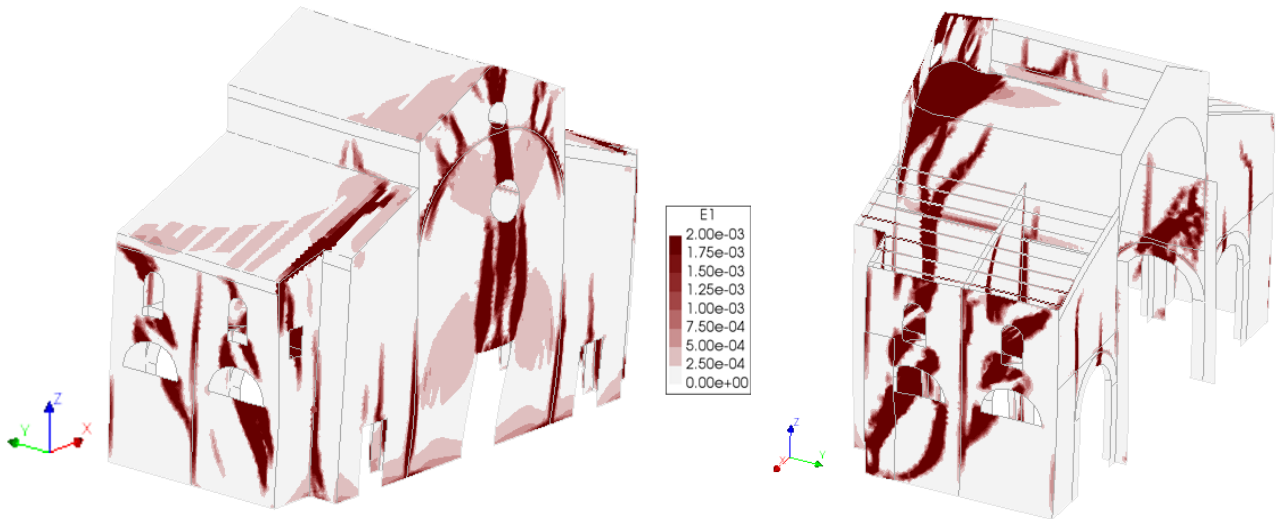


Figura 6.12 - Deformazioni di trazione in direzione -Y

Verifica dell'analisi statica non lineare

Si procede con la verifica di sicurezza dell'analisi statica non lineare in direzione -Y della Cattedrale, applicando il metodo A definito in normativa al Paragrafo C7.3.4.2 (Circolare 2019) e illustrato precedentemente al Paragrafo 1.5.2.1 del presente elaborato.

Il punto di controllo considerato per la verifica è quello al centro della facciata, in corrispondenza dello spostamento massimo.

Viene definito il fattore di partecipazione modale (Γ), fornito direttamente dal software DIANA, nei dati di output dell'analisi modale; infatti, per ogni frequenza calcolata, il programma determina il corrispondente fattore di partecipazione, nella direzione relativa (*Diana User's Manual*, 2021). Si va quindi a considerare il fattore di partecipazione corrispondente al modo di vibrare che interessa la facciata della Cattedrale in direzione -Y, che risulta essere $\Gamma=1,95$.

Si riportano i risultati nel Grafico 16.

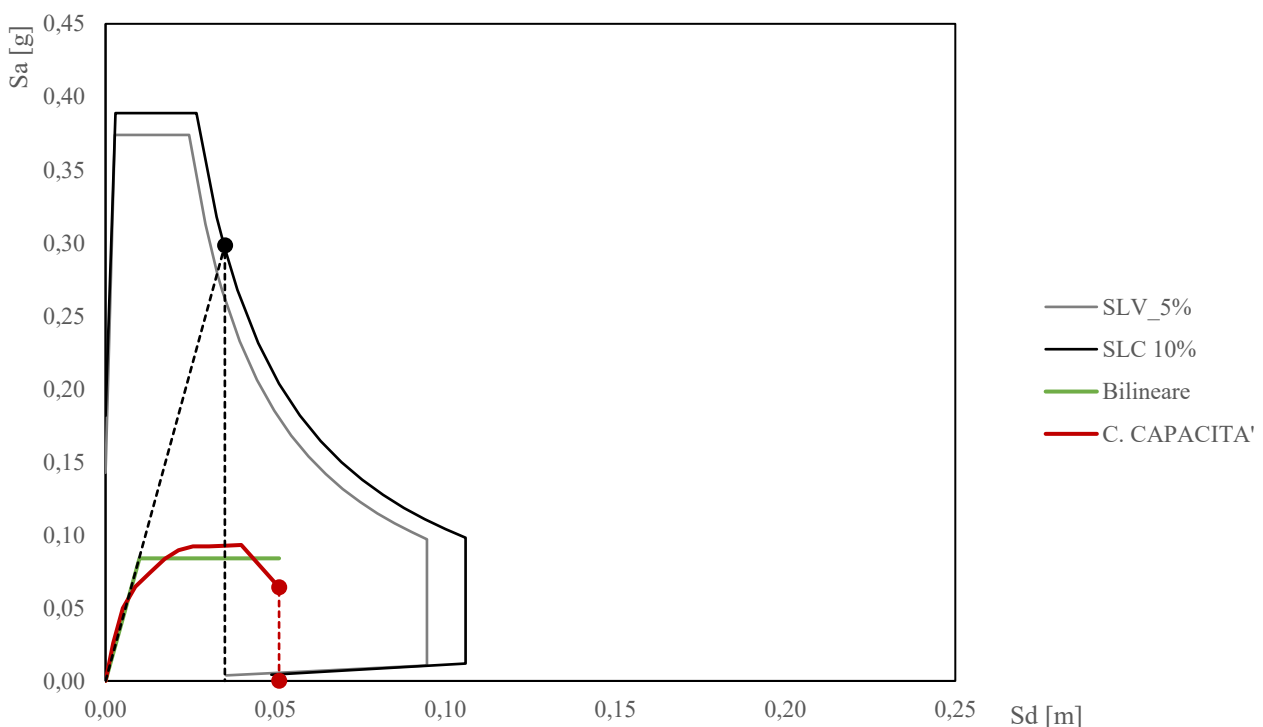


Grafico 16 - Verifica analisi pushover direzione -Y Cattedrale

Il periodo elastico del sistema bilineare è $T^*=0,691$ s, che risulta essere maggiore di $T_C=0,514$ s, per cui la domanda di spostamento per il sistema anelastico è uguale a quella del sistema elastico di pari spostamento.

Spostamento ultimo di capacità $d_u= 51$ mm

Spostamento massimo di domanda $d_{max}= 35$ mm

La verifica risulta soddisfatta se $d_u > d_{max}$, e in questo caso si ha che $51 \text{ mm} > 35 \text{ mm}$, pertanto la verifica è soddisfatta.

6.5 Studio dell'interazione Cattedrale Battistero in direzione $\pm X$

Si considera in primo luogo l'applicazione dell'azione sismica nella direzione trasversale $+X$, cioè dalla Cattedrale verso il Battistero. Si individuano tre nodi di controllo (Figura 6.13): il nodo 80764 posizionato in copertura alla Cattedrale, in corrispondenza dello spostamento maggiore dell'aggregato; il nodo 17030 in sommità alla lanterna, in corrispondenza dello spostamento maggiore per la struttura del Battistero e il nodo 63124, nel plate di collegamento tra le strutture, per identificare lo spostamento che intercorre tra le parti.

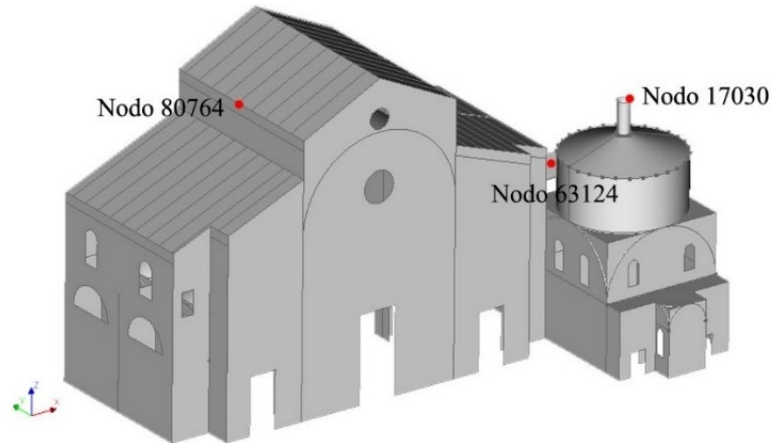


Figura 6.13 - Posizionamento dei nodi di controllo

Vengono riportate le curve di capacità relative ai nodi identificati nel Grafico 17; si riscontra un primo tratto elastico in tutte e tre le curve fino a un valore di carico pari a 0,14 g circa. Il carico di picco risulta essere il medesimo per tutti e tre i punti, e vale circa 0,18 g. L'analisi raggiunge una capacità ultima di spostamento differente per i tre nodi analizzati; il nodo 80764 in copertura alla Cattedrale, è quello con spostamento massimo di 0,02 m; il nodo 17030 invece raggiunge uno spostamento minore, di 0,014 m circa. Il nodo 63124 è collocato nel plate di collegamento tra i due edifici e presenta uno spostamento massimo di quasi 0,01 m.

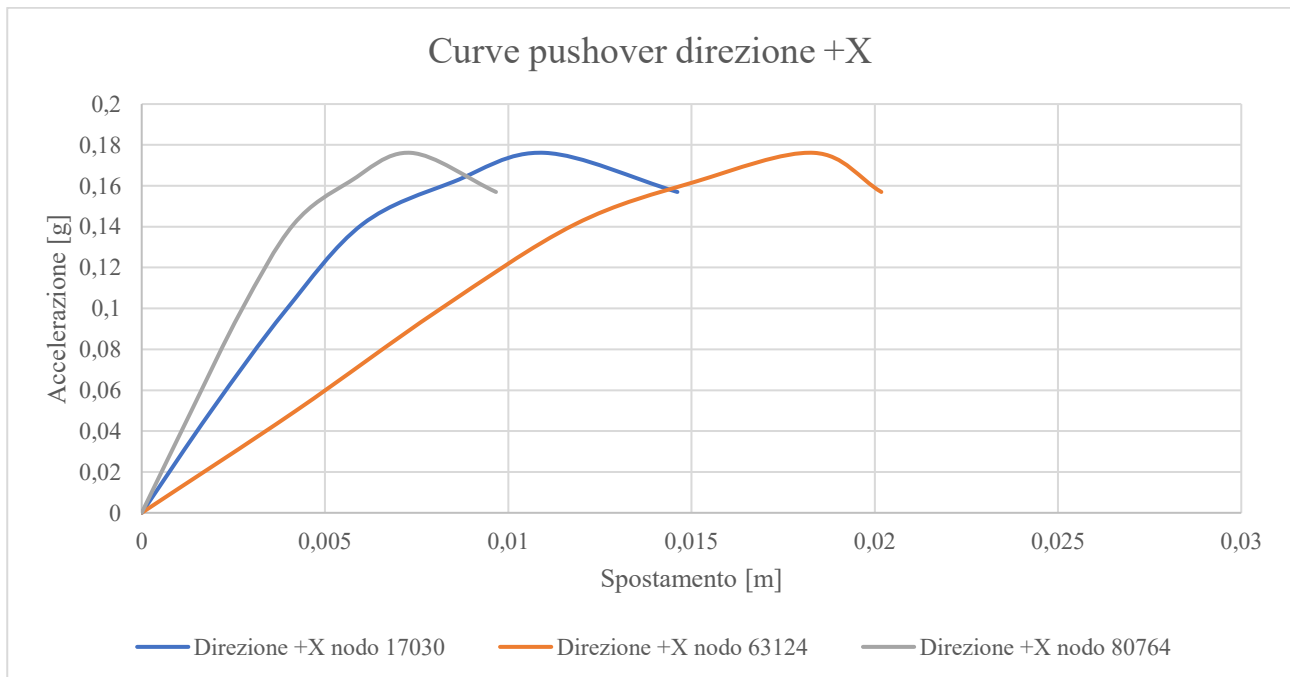


Grafico 17 - Curve di capacità in direzione $+X$

Come visibile in Figura 6.14, gli spostamenti di maggiore entità sono collocati in copertura alla Cattedrale, e in particolare nella zona in cui è stato considerato il nodo di controllo 80764. Si noti inoltre, come la chiesa

abbia spostamenti maggiori nella zona superiore, rispetto all'edificio del Battistero, denotando come una grande quantità di massa si sposti verso un edificio di minor dimensione. Questo fattore andrà sicuramente ad influenzare maggiormente il contatto che vi è tra i due edifici, e le sollecitazioni che si trasmettono dalla Cattedrale al Battistero.

Andando a condurre un'analisi di confronto in direzione +X sul solo modello del Battistero, a pari condizioni esterne del modello globale, è evidente che la struttura singola abbia degli spostamenti minori (Figura 6.15) rispetto a quelli presentati dallo stesso edificio nel modello globale.

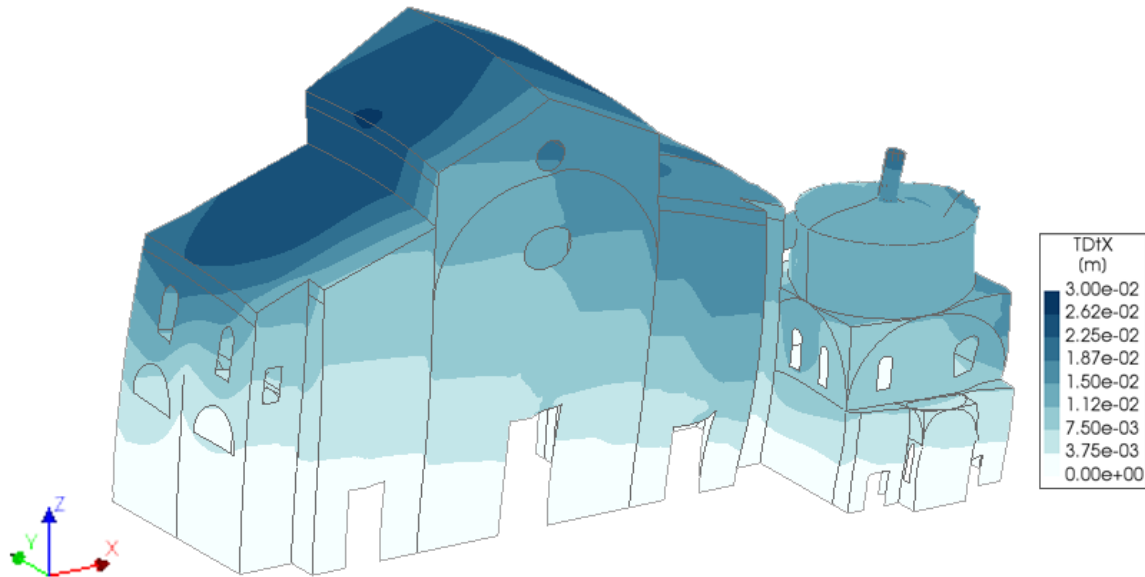


Figura 6.14 - Spostamenti in direzione +X

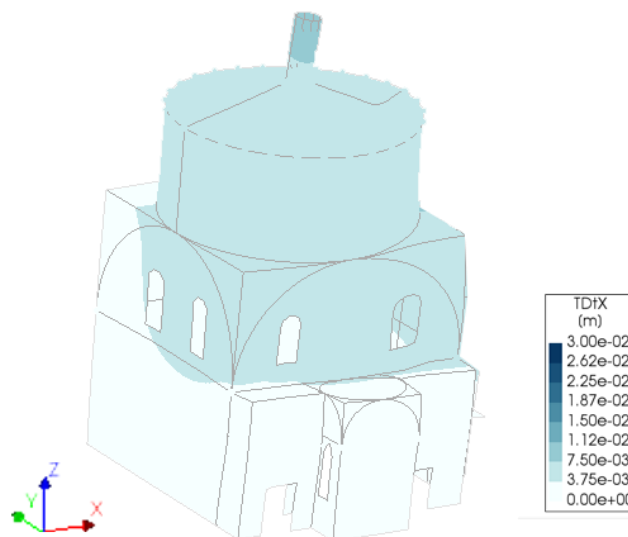


Figura 6.15 - Spostamento in direzione +X Battistero

Le deformazioni di maggiore rilevanza sono collocate in facciata della Cattedrale (Figura 6.16), al di sopra dei portali e in corrispondenza degli oculi; nella struttura del Battistero nella parete absidale e sulla facciata est in corrispondenza dell'apertura all'estrema destra. La zona di interazione tra i due edifici è caratterizzata da delle deformazioni localizzate nel punto di intersezione delle rispettive murature, e sulla parte retrostante del tamburo del Battistero (Figura 6.17). Infatti, l'analisi si ferma proprio per la formazione di tale lesione, che provoca una caduta di carico, confermando l'azione di spinta da parte della Cattedrale verso l'edificio minore.

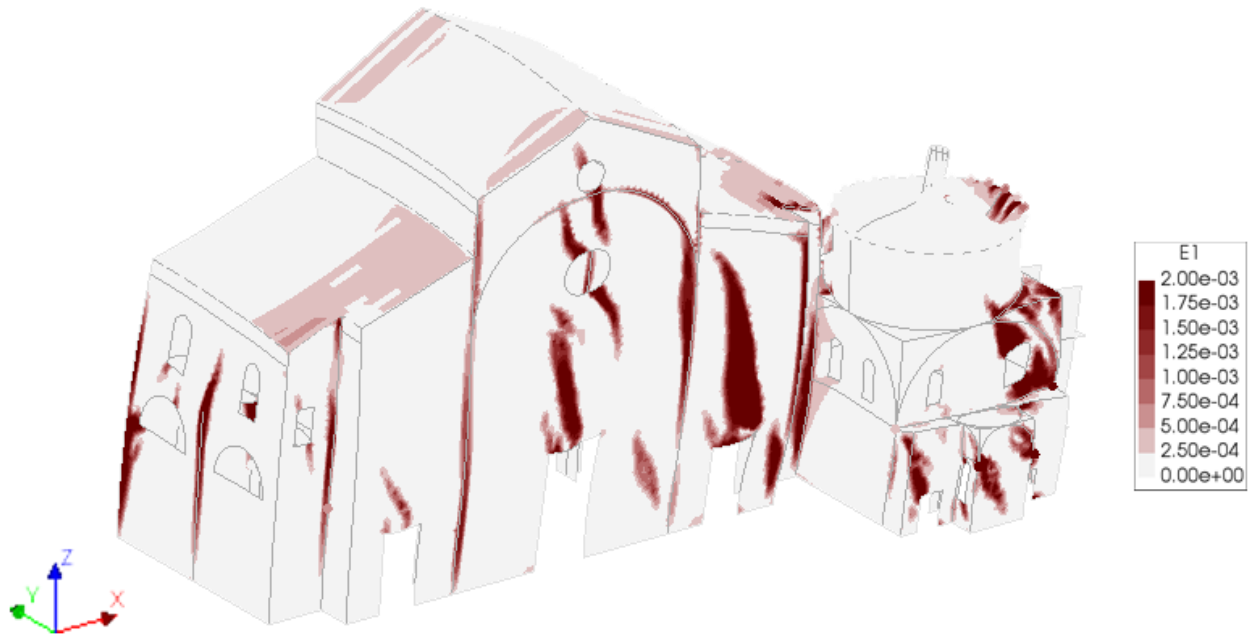


Figura 6.16 - Deformazioni di trazione in direzione +X

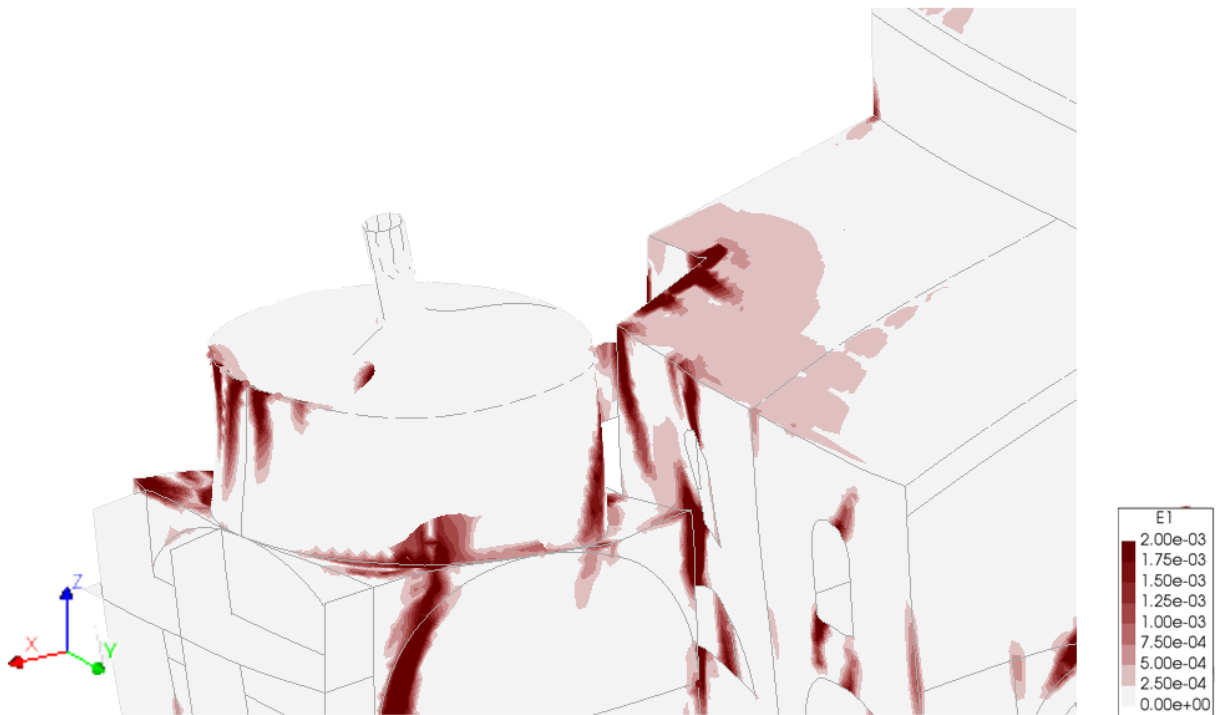


Figura 6.17 - Deformazioni di trazione in direzione +X, retro del Battistero

Per l'analisi condotta in direzione -X del modello globale, vengono considerati i medesimi nodi di controllo dell'analisi precedente, tranne che per quello in sommità alla lanterna (Figura 6.18), che viene preso nel lato opposto (nodo 17031). Con l'analisi in questa direzione, si vuole verificare se anche il Battistero eserciti una spinta verso la Cattedrale, tanto da avere effetto sugli spostamenti e deformazioni ultime.

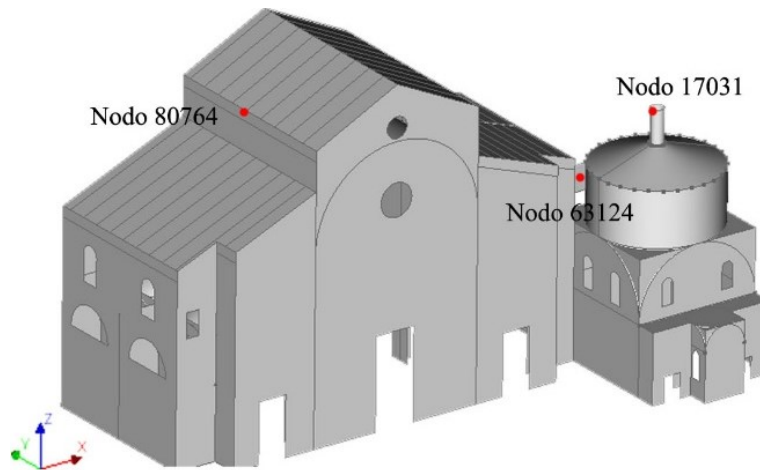


Figura 6.18 - Posizionamento dei nodi di controllo

In Grafico 18 vengono riportate le curve di capacità relative all'analisi condotta, per i nodi di controllo individuati. Si riscontra un tratto elastico lineare fino a un valore di carico pari a 0,13 g; il valore di picco, uguale nei tre punti di controllo è di 0,15 g circa. Lo spostamento ultimo di capacità invece per il nodo 80764 è di 0,02 m, per il nodo 17031 di 0,009 m, mentre per il nodo posizionato sull'interfaccia tra i due edifici è di 0,006 m circa.

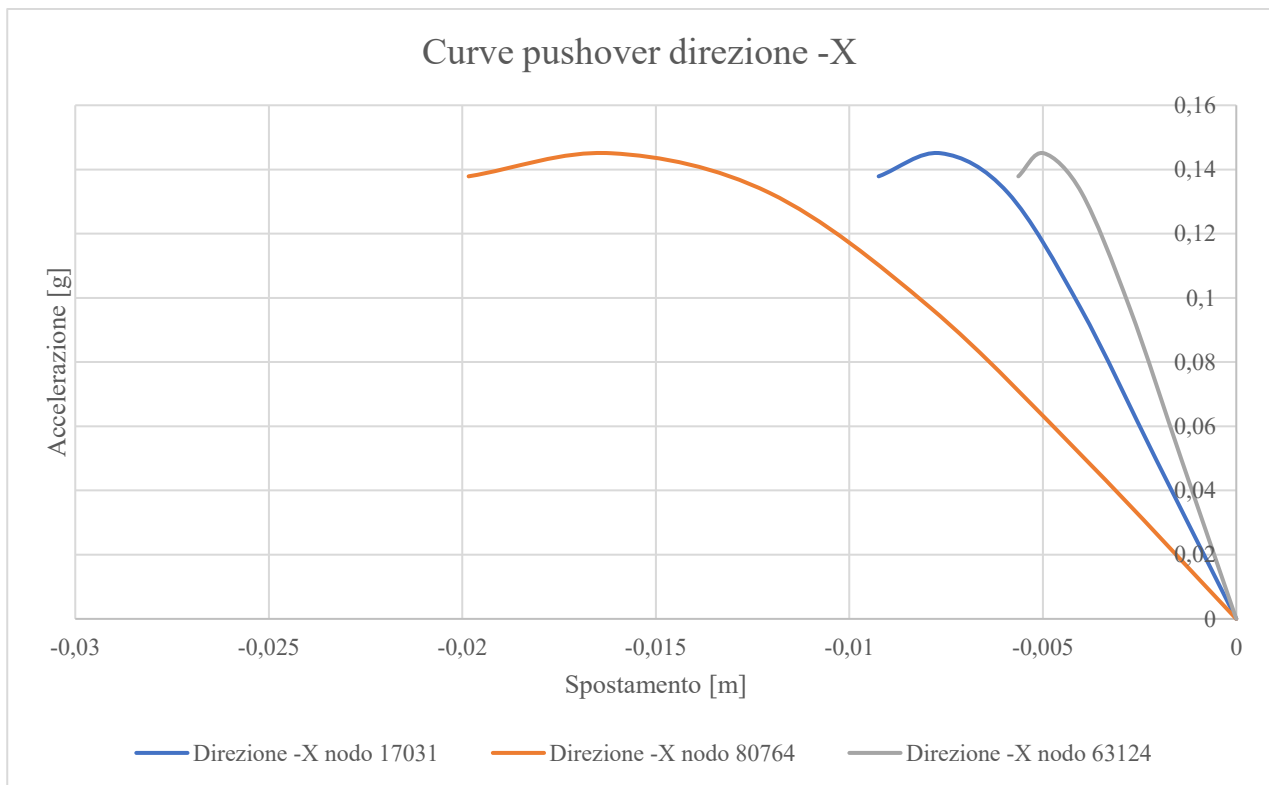


Grafico 18 - Curve di capacità in direzione -X

Anche in questo caso si registrano gli spostamenti maggiori in corrispondenza della copertura della Cattedrale, e si può notare come gli spostamenti massimi sulla struttura del Battistero siano molto più bassi rispetto all'analisi in direzione +X (Figura 6.19). Verificando in questo caso se il Battistero eserciti una spinta gravante sulla Cattedrale, si svolge un'analisi sul solo modello di quest'ultima, in direzione -X. Quello che emerge da quest'analisi è che lo spostamento massimo raggiunto dalla sola struttura della Cattedrale è maggiore di quello riscontrato nel modello globale (Figura 6.20).

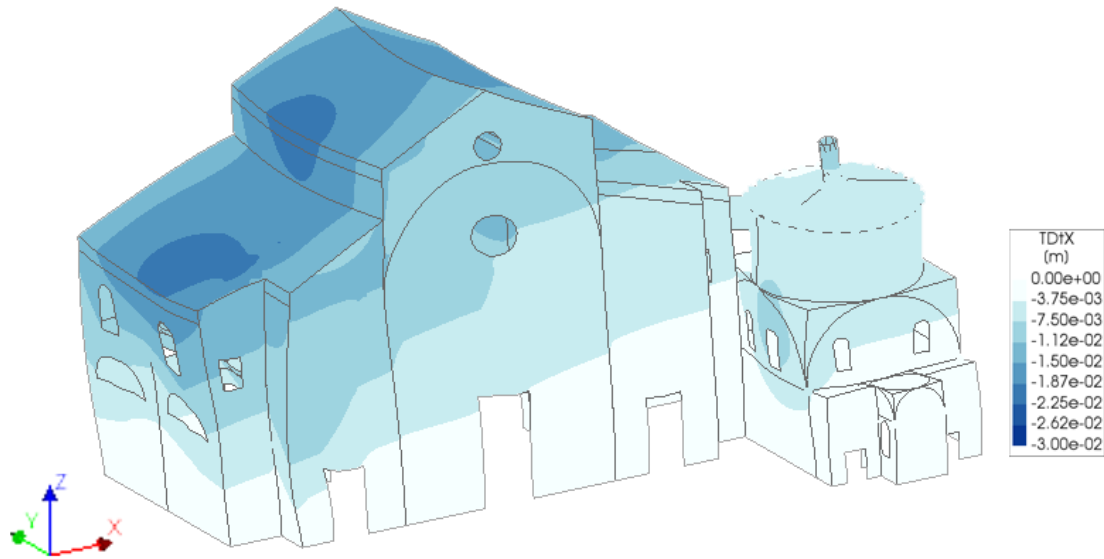


Figura 6.19 - Spostamenti in direzione -X

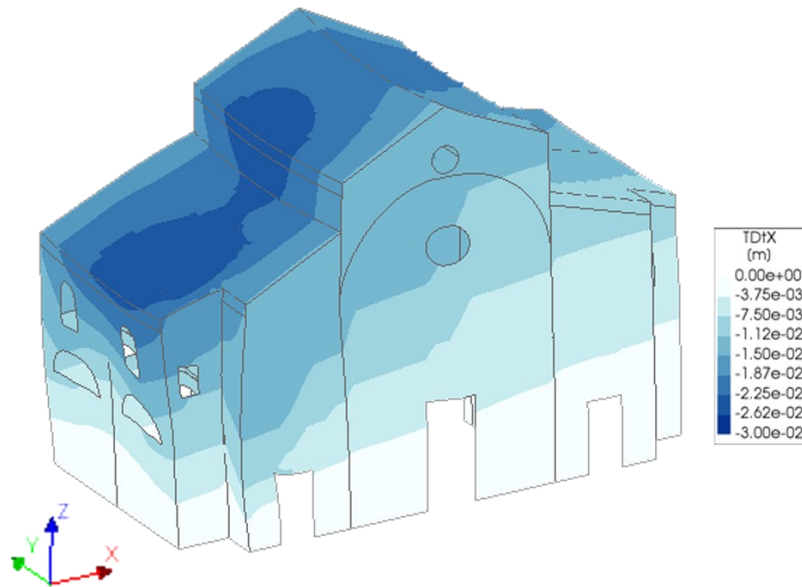


Figura 6.20 - Spostamenti in direzione -X Cattedrale

Le deformazioni maggiori si verificano in corrispondenza dei portali d'ingresso e del punto di contatto tra i due edifici (Figura 6.21). Infatti, nel plate di collegamento si concentrano molte più deformazioni di trazione, rispetto alla direzione indagata precedentemente (Figura 6.22).

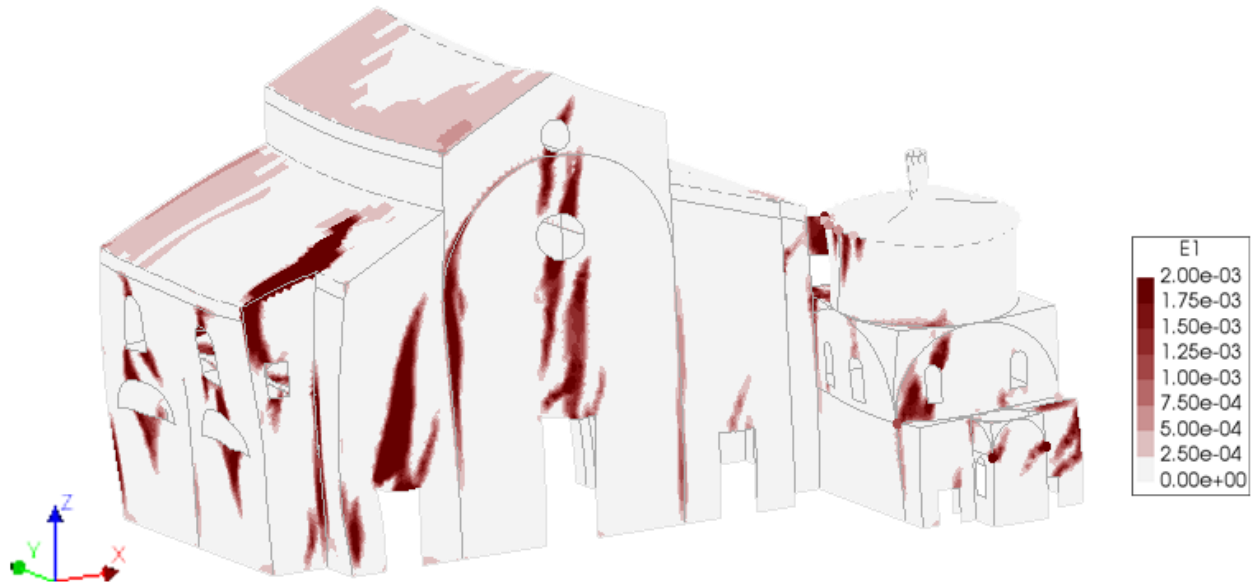


Figura 6.21 - Deformazioni di trazione in direzione -X

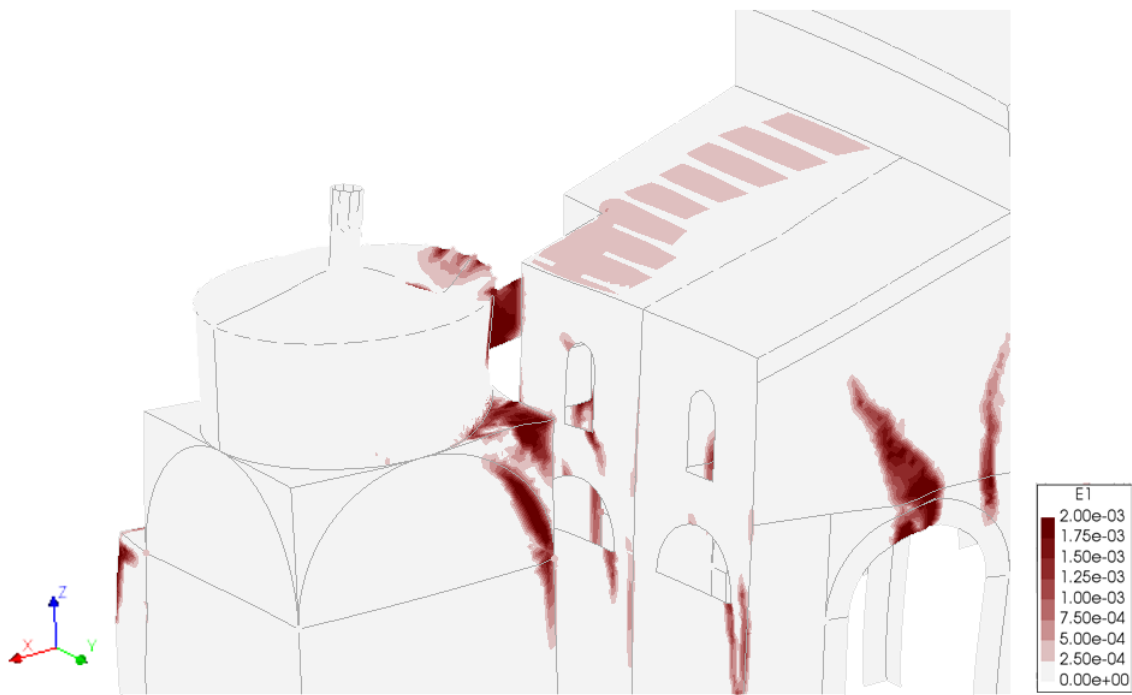


Figura 6.22 - Deformazioni di trazione in direzione -X, retro del Battistero

6.6 Confronto della simulazione numerica con il danno reale

6.6.1 Prospetto Sud Battistero

Si è ritenuto interessante riportare i risultati ottenuti dalle analisi pushover, per il prospetto sud del Battistero, e confrontarli con il quadro fessurativo reale interno di tale parete (Figura 6.23).

Dall'analisi del modello totale in direzione +X, sono emerse elevate deformazioni di trazione, in corrispondenza della giunzione tra la parete sud del Battistero, e quella ad essa ortogonale della Cattedrale (Figura 6.24 a). Osservando il quadro fessurativo locale è evidente come anche nella realtà in quel punto vi sia una lesione verticale molto importante, visibile nella parte inferiore della parete, al di sotto degli affreschi.



Figura 6.23 - Quadro fessurativo parete sud

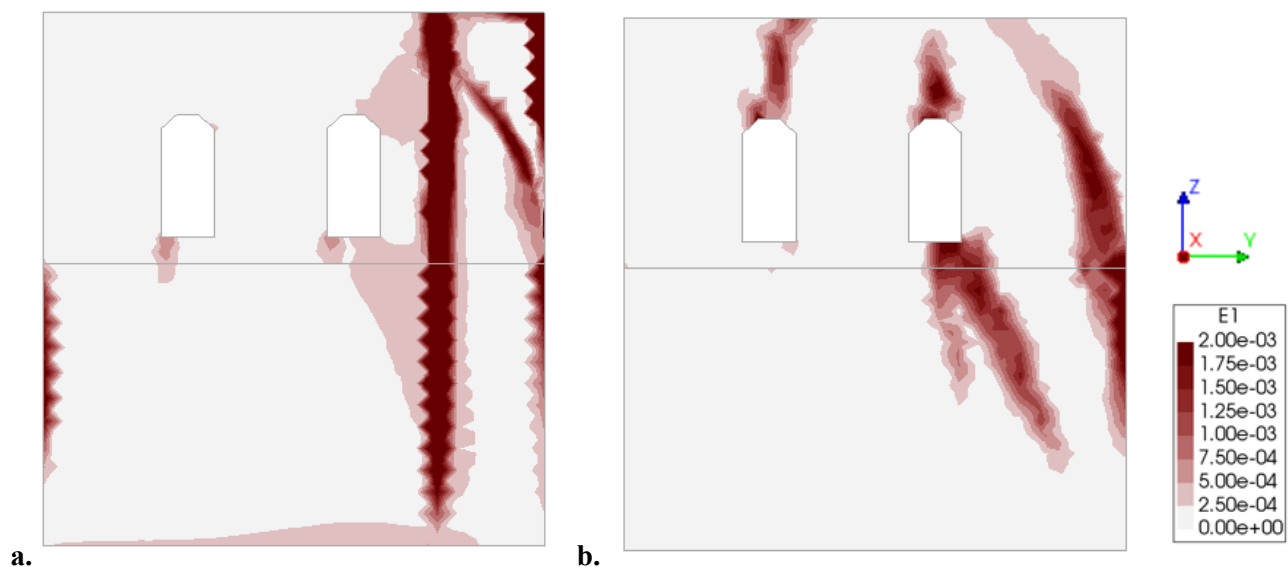


Figura 6.24 - a. Deformazioni di trazione direzione +X; b. Deformazioni di trazione direzione +Y

In direzione +Y, analizzando la sola struttura del Battistero, è emerso come le lesioni in corrispondenza delle finestre presenti nella struttura reale, siano particolarmente visibili anche nei risultati della modellazione numerica (Figura 6.24 b). Non sono state riscontrate le lesioni al di sotto della finestra di sinistra,

probabilmente perché nella realtà sono dovute a dei cedimenti in fondazione dell'edificio, come anticipato nel Paragrafo 3.1.3, fattore che nella modellazione numerica non è stato valutato.

6.6.2 Prospetto Est Battistero

La parete est del Battistero risulta essere insieme a quella sud, una delle porzioni dell'edificio più vulnerabili, sia a causa del suo spessore limitato, sia perché su di essa grava un carico ingente. Confrontando il quadro fessurativo rilevato in sito (Figura 6.25 a), con quello restituito dalla modellazione numerica, è evidente la corrispondenza delle lesioni. Dall'analisi in direzione +Y longitudinale, fuori piano per tale parete, emergono deformazioni situate sopra e sotto le aperture, e anche quelle in corrispondenza della chiave di volta dell'arco centrale (Figura 6.25 b).

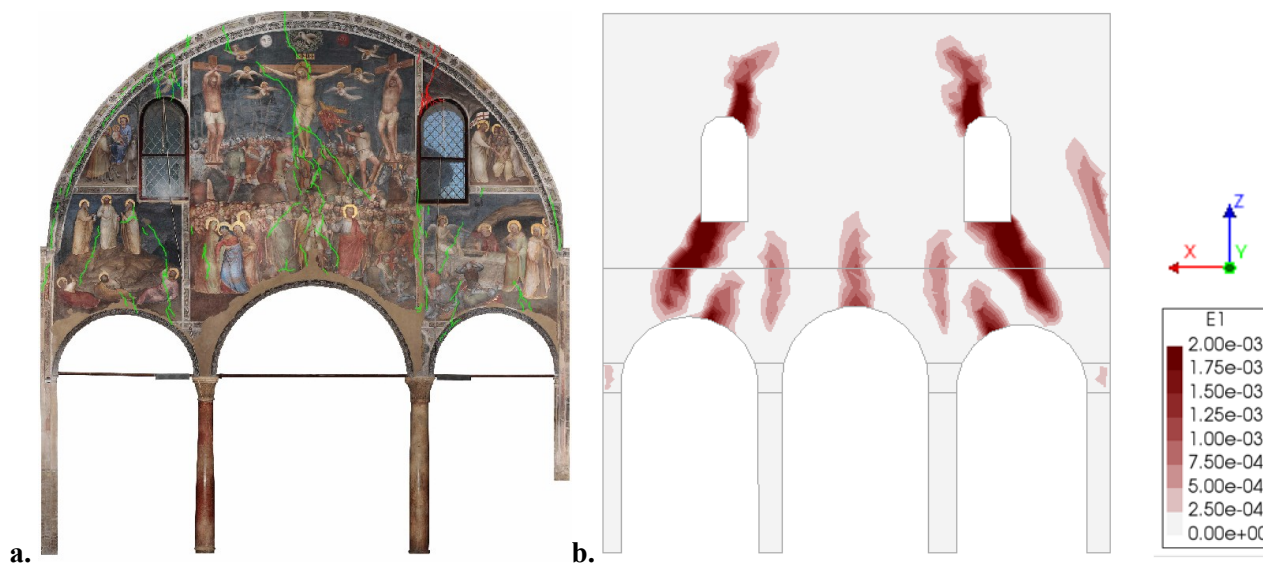


Figura 6.25 - a. Quadro fessurativo reale parete est; b. Deformazioni di trazione in direzione +Y

Dalle analisi in direzione +X e -X si evidenziano maggiori deformazioni attorno alle aperture, dati da una sollecitazione di taglio parallela alla parete. Le deformazioni maggiori si registrano nella parte superiore della muratura, in quanto le arcate sono trattenute dalle catene trasversali posizionate all'imposta degli archi (Figura 6.26 a-b).

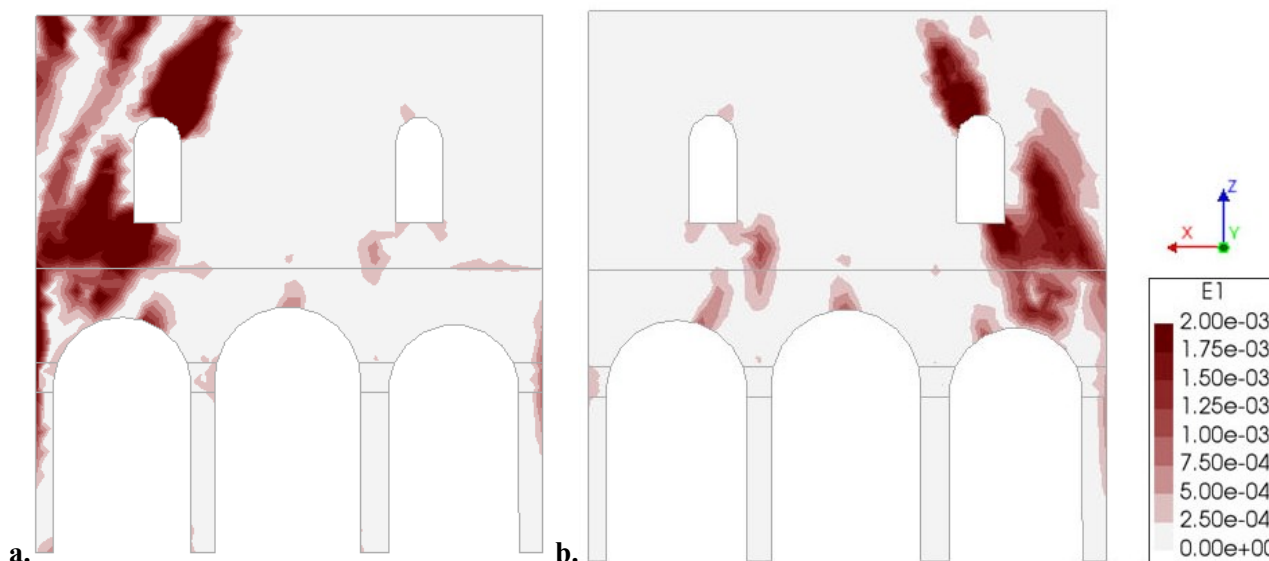


Figura 6.26 - a. Deformazioni di trazione in direzione +X; b. Deformazioni di trazione in direzione -X

6.6.3 Prospetto Est Cattedrale

La facciata est della Cattedrale presenta delle deformazioni importanti nella direzione trasversale X. Dalla Figura 6.28 è possibile riscontrare deformazioni su tutta la parete, e in particolare in corrispondenza dei portali di ingresso e in prossimità degli oculi. Tali deformazioni possono essere in parte osservate anche nel prospetto del danno, evidenziando soprattutto quella sopra il portale di sinistra e quello centrale (Figura 6.27). In particolare, la lesione di sinistra, visibile in maniera più importante anche internamente (Figura 3.40), risulta corrispondere efficacemente a quella riscontrata tramite la modellazione numerica



Figura 6.27 - Quadro fessurativo reale prospetto est

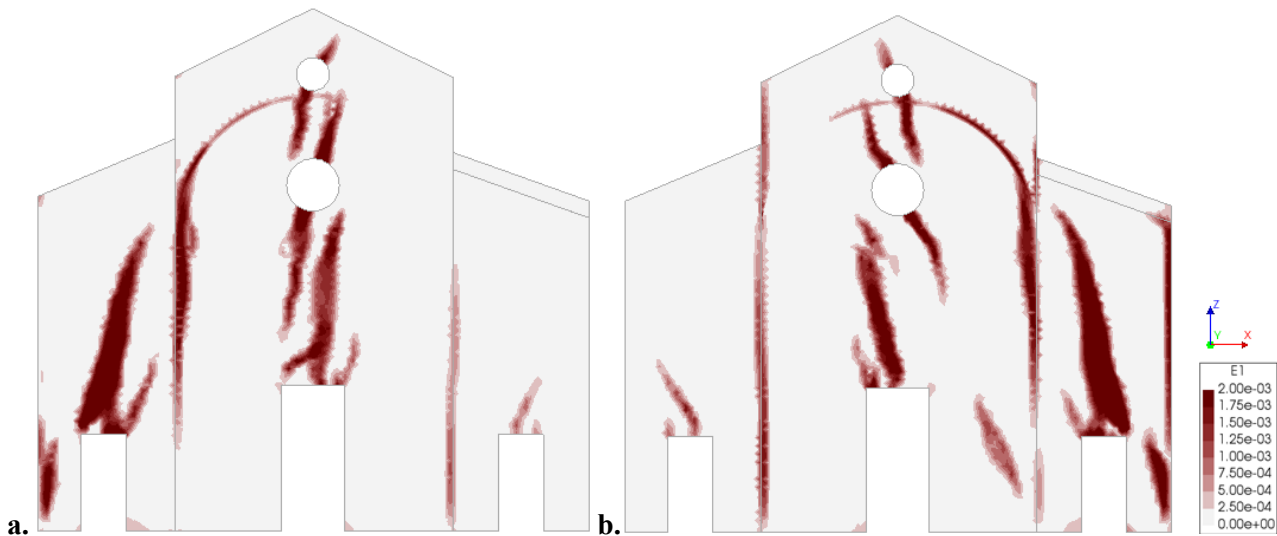


Figura 6.28 - a. Deformazioni di trazione in direzione +X; b. Deformazioni di trazione in direzione -X

È evidente come la facciata della Cattedrale sia particolarmente vulnerabile all'azione ad essa trasversale, data la particolare corrispondenza tra il danno reale e quello riscontrato dalla modellazione. Si ricorda che tale direzione, è proprio quella che interessa anche l'interazione con l'edificio del Battistero.

6.6.4 Archi navate interne Cattedrale

Internamente alla Cattedrale sono riscontrabili delle deformazioni rilevanti in corrispondenza delle chiavi di volta delle arcate che dividono le navate, sia per un'azione trasversale (Figura 6.30 a-b) che longitudinale (Figura 6.29 a-b).

In direzione longitudinale -Y le deformazioni sono localizzate sulle arcate della navata centrale, come visibile in Figura 6.29. Nella direzione opposta invece, trasversale X, sono maggiormente accentuate sopra le arcate trasversali corrispondenti al primo transetto della chiesa.

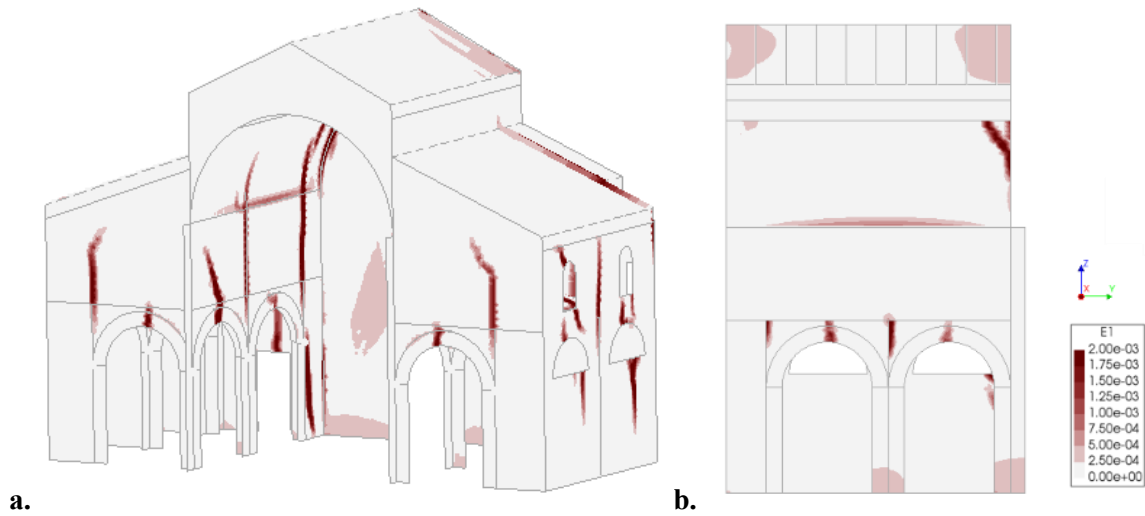


Figura 6.29 - Deformazioni di trazione in direzione -Y longitudinale

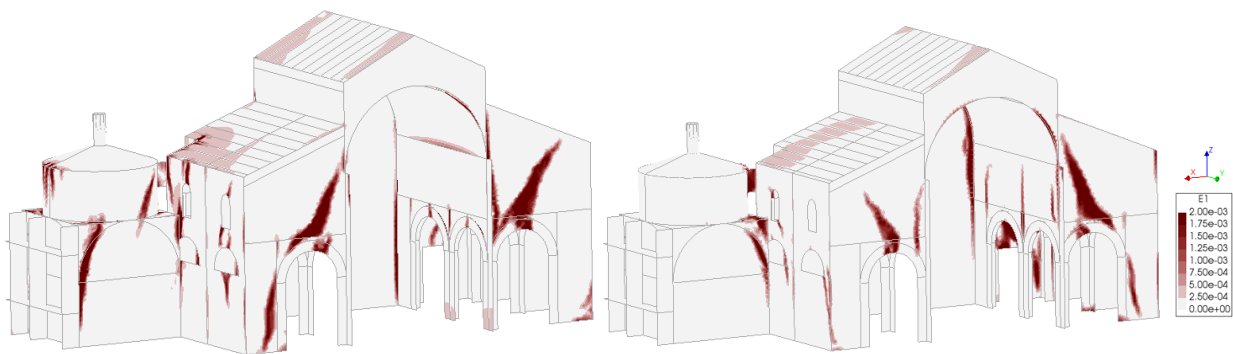


Figura 6.30 – a. Deformazioni di trazione in direzione trasversale -X; b. Deformazioni di trazione in direzione trasversale +X

Nel quadro fessurativo del danno reale, si riscontrano, lesioni ben visibili in chiave di volta di diversi archi, sia longitudinali che trasversali (Figura 6.31 a-b), ponendo l'attenzione sulla vulnerabilità di tali elementi in riferimento all'azione sismica lungo le direzioni X e Y.

Nel punto d'intersezione tra la navata centrale e il transetto, nella realtà è presente anche una cupola su pennacchi, che scarica parte del suo peso nella struttura presa in considerazione nello studio, andando quindi ad aumentare il carico che versa sugli archi. In fase di studio preliminare, si è ritenuto che tale contributo potesse essere la causa delle lesioni restituite dalla struttura reale. Nel modello numerico, tale contributo non è stato inserito, riscontrando comunque le deformazioni descritte precedentemente.

Si può quindi concludere che tali lesioni, potrebbero essere dovute anche al contributo della spinta della cupola non computata, ma sicuramente sono il risultato di un'azione esterna applicata alla struttura nelle due direzioni principali.



Figura 6.31 - a. Lesione arco trasversale; b. Lesione arco longitudinale

6.7 Individuazione dei macroelementi

Analizzando le deformazioni delle analisi pushover effettuate sui modelli, è stato possibile andare a definire più nel dettaglio i macroelementi che si formano sulle strutture della Cattedrale e del Battistero. Questo si è reso utile anche in funzione del calcolo dei cinematismi che verrà svolto, per rendere più preciso e affidabile la stima del coefficiente di collasso.

6.7.1 Battistero

6.7.1.1 Prospetto est

Dalle deformazioni riscontrate, si individuano, in corrispondenza del registro superiore del prospetto est, tre macroelementi. Infatti, le lesioni che si formano sopra e sotto le aperture, determinano una suddivisione della parete in tre porzioni distinte (Figura 6.32). Per quanto riguarda la parte a sinistra, si valuta anche un possibile macroelemento cantonale, data la presenza di una deformazione anche sopra l'apertura nella parete ortogonale a quella est. Tale macroelemento si ritiene possibile nel caso in cui l'ammorsamento tra le due pareti sia efficace.

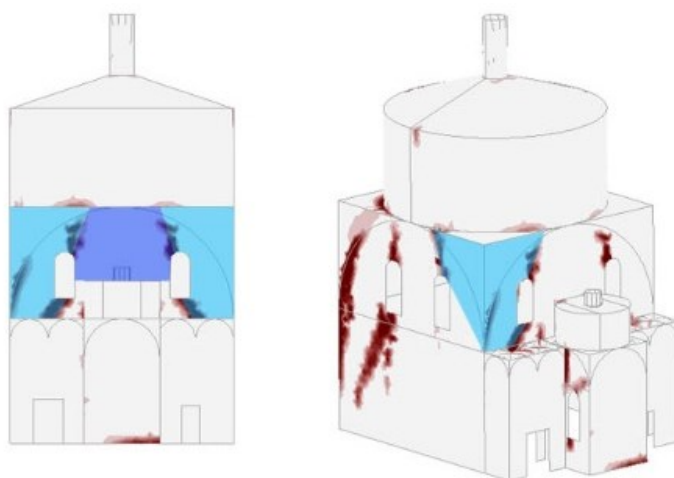


Figura 6.32 - Macroelementi prospetto est

6.7.1.2 Prospetto sud

In corrispondenza del prospetto sud del Battistero, si individua la formazione di due macroelementi in Figura 6.33. Un primo corrisponde a una buona parte della parete, ed è determinato dalla lesione sopra l'apertura più a destra, che si estende anche sotto e dalla presenza dello sgabuzzino situato tra la parete del Battistero e quella della Cattedrale. Il secondo macroelemento invece è posizionato sopra la copertura dello stesso sgabuzzino ed è determinato dalle lesioni che si formano in corrispondenza dell'apertura più a sinistra

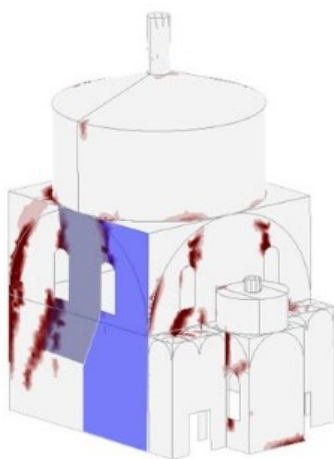


Figura 6.33 - Macroelementi prospetto sud

6.7.1.3 Prospetto ovest

Il prospetto ovest, sul retro del Battistero, è caratterizzato dalla presenza di un corpo ad esso adiacente, appartenente al complesso della Cattedrale. Si individuano dunque, due macroelementi (Figura 6.34); il primo costituisce buona parte della parete, delimitato dalla deformazione che si crea in fase di ultimo step nell'analisi del complesso in direzione -X. Il secondo macroelemento invece è delimitato da tale lesione, e la base si forma in corrispondenza della copertura del corpo adiacente.

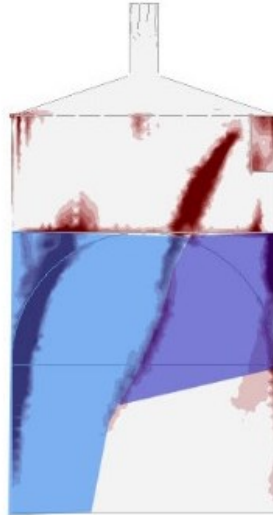


Figura 6.34 - Macroelementi prospetto ovest

6.7.2 Cattedrale

6.7.2.1 Facciata est

La facciata della Cattedrale è di per sé un macroelemento, definito anche dalla scheda chiese; ma dai risultati delle analisi pushover, possono essere distinti al suo interno ulteriori macroelementi formatisi, per studiare più nel dettaglio la struttura.

Un primo macroelemento evidente è quello che si forma con l'oculo inferiore (Figura 6.35), suggerito dalla formazione di deformazioni diagonali con andamento dall'angolo superiore della facciata verso l'oculo.

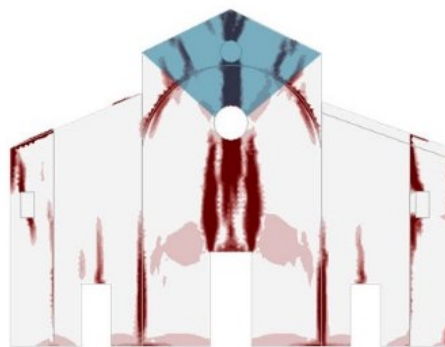


Figura 6.35 - Macroelemento della facciata superiore

Risultano evidenti delle deformazioni in facciata in corrispondenza della volta a botte interna, si è quindi ritenuto opportuno individuare un macroelemento che corrisponda alla parte di facciata sotto la volta (Figura 6.36).

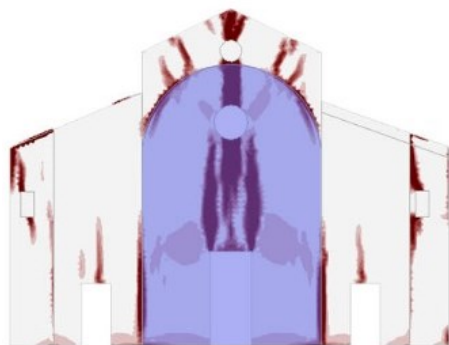


Figura 6.36 - Macroelemento facciata navata centrale sotto la volta a botte

In corrispondenza della presenza delle murature longitudinali che suddividono le navate interne, in facciata si evidenziano delle deformazioni, che identificano delle discontinuità tra le varie parti di tale parete. Si identificano così i tre macroelementi riportati in Figura 6.37.

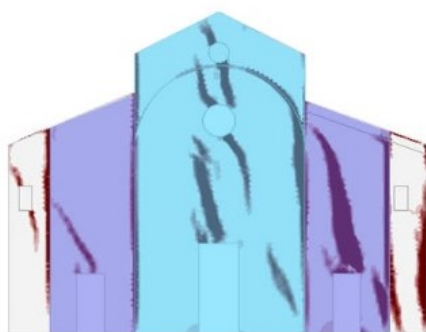


Figura 6.37 - Macroelementi della facciata corrispondenti alle navate interne

Considerando le deformazioni importanti che si formano sopra i portali laterali, vengono individuati due macroelementi di cantonale, a nord e a sud della facciata principale (Figura 6.38 a-b). Questo si presuppone ritenendo come buono l'ammorsamento con le pareti longitudinali.

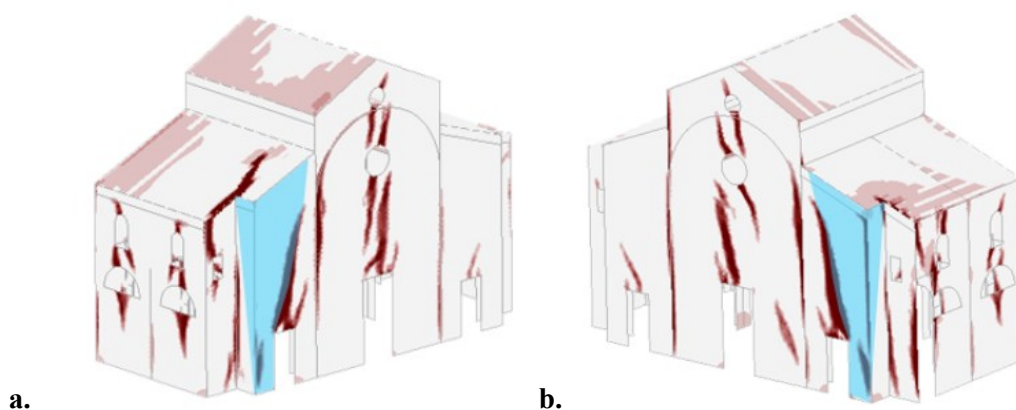


Figura 6.38 - a. Cantonale sud; b. Cantonale nord

6.7.2.2 Parete laterale sud

Le deformazioni localizzate nella parete sud della Cattedrale, suggeriscono la formazione di un macroelemento che corrisponde all'area evidenziata in Figura 6.39, con la formazione delle lesioni in corrispondenza della chiave di volta di entrambe le aperture. Questo viene considerato in relazione anche alla presenza dell'edificio del vescovado, che pur non essendo in diretta connessione con la Cattedrale, si trova in posizione estremamente ravvicinata.

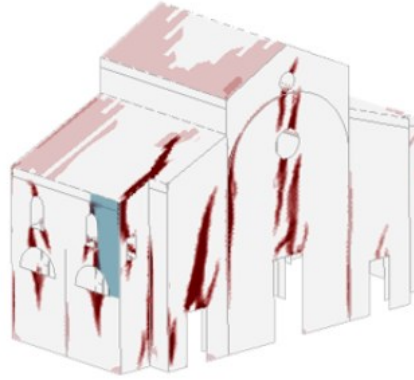


Figura 6.39 - Macroelemento parete laterale sud

6.7.2.3 Parete laterale nord

Considerando invece la parete laterale nord, in cui si innesta l'edificio del Battistero, si individua il macroelemento come da Figura 6.40. Questo ha come limite inferiore la copertura del Battistero, a destra invece è limitato dalla presenza di una deformazione sopra l'apertura, in maniera simmetrica alla parete laterale sud.

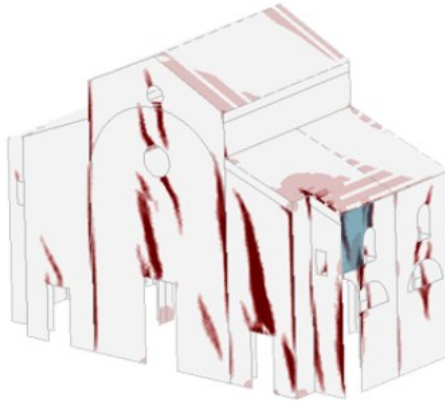


Figura 6.40 - Macroelemento parete laterale nord

7 Valutazione della vulnerabilità sismica

Dall'approccio globale (LV3) intrapreso nel capitolo precedente, ora si applicano i primi due livelli di valutazione, esplicitati al Paragrafo 1.4.2, che prevedono un approccio locale basato sui macroelementi.

7.1 Metodo di valutazione LV1

7.1.1 Battistero

In Tabella 7.1 si riportano i punteggi assegnati per il primo livello di valutazione del Battistero.

Tabella 7.1 - Attribuzione dei punteggi ai macroelementi

Macroelemento	Presenza	Vulnerabilità	Presidi	Peso
1-Ribaltamento della facciata	SI	1	1	1
2-Meccanismi nella sommità della facciata	SI	0	1	1
3-Meccanismi nel piano della facciata	SI	1	1	1
4-Protiro-Nartece	NO	-	-	0
5-Risposta trasversale dell'aula	SI	2	3	1
6-Meccanismi di taglio nelle pareti laterali (risposta longitudinale)	SI	1	2	1
7-Risposta longitudinale del colonnato nelle chiese a più navate	NO	-	-	0
8-Volte nella navata centrale	SI	2	1	1
9-Volte delle navate laterali	NO	-	-	0
10-Ribaltamento delle pareti di estremità del transetto	NO	-	-	0
11-Meccanismi di taglio nelle pareti del transetto	NO	-	-	0
12-Volte nel transetto	NO	-	-	0
13-Archi trionfali	SI	3	3	1
14-Cupola-Tamburo/tiburio	SI	3	0	1
15-Lanterna	SI	1	1	0.5
16-Ribaltamento dell'abside	SI	3	0	1
17-Meccanismi di taglio nel presbiterio o abside	SI	1	0	1
18-Volte del presbiterio o dell'abside	SI	2	1	1
19-Meccanismi negli elementi di copertura-Pareti laterali	SI	1	1	1
20-Meccanismi negli elementi di copertura-transetto	NO	-	-	0
21-Meccanismi negli elementi di copertura-abside presbiterio	SI	2	3	1
22-Ribaltamento delle cappelle	NO	-	-	0
23-Meccanismi di taglio nelle pareti delle cappelle	NO	-	-	0
24-Volte nelle cappelle	NO	-	-	0
25-Interazioni in prossimità di irregolarità plano-altimetriche	SI	2	0	1
26-Aggetti (vela, guglie, pinnacoli, statue)	NO	-	-	0
27-Torre campanaria	NO	-	-	0
28-Cella campanaria	NO	-	-	0

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Si ottengono i risultati in Tabella 7.2.

Tabella 7.2 - Risultati del LV1

Indice di vulnerabilità I_v	0,58	-	-
Fattore di confidenza FC	1,20	-	-
a_{SLD}	0,0389	g	-
a_{SLV}	0,154	g	-
T_{SLV}	440	anni	$< T_{R,SLV}=712$ anni
Indice di sicurezza sismica $I_{S,SLV}$	0,62	-	< 1 non soddisfatta
Vita nominale V_N	13	anni	-

7.1.2 Cattedrale

In Tabella 7.3 si riportano i punteggi assegnati per il primo livello di valutazione della Cattedrale.

Tabella 7.3 - Attribuzione dei punteggi ai macroelementi

Macroelemento	Presenza	Vulnerabilità	Presidi	Peso
1-Ribaltamento della facciata	SI	3	2	1
2-Meccanismi nella sommità della facciata	SI	1	0	1
3-Meccanismi nel piano della facciata	SI	2	1	1
4-Protiro-Nartece	NO	-	-	0
5-Risposta trasversale dell'aula	SI	4	2	1
6-Meccanismi di taglio nelle pareti laterali (risposta longitudinale)	SI	1	3	1
7-Risposta longitudinale del colonnato nelle chiese a più navate	SI	1	0	1
8-Volte nella navata centrale	SI	0	1	1
9-Volte delle navate laterali	SI	0	0	1
10-Ribaltamento delle pareti di estremità del transetto	SI	2	1	1
11-Meccanismi di taglio nelle pareti del transetto	SI	2	1	1
12-Volte nel transetto	SI	0	0	1
13-Archi trionfali	SI	2	3	1
14-Cupola-Tamburo/tiburio	SI	2	1	1
15-Lanterna	SI	2	0	1
16-Ribaltamento dell'abside	SI	3	0	1
17-Meccanismi di taglio nel presbiterio o abside	SI	1	1	1
18-Volte del presbiterio o dell'abside	SI	0	0	1
19-Meccanismi negli elementi di copertura-Pareti laterali	SI	0	0	1
20-Meccanismi negli elementi di copertura-transetto	SI	0	1	1
21-Meccanismi negli elementi di copertura-abside presbiterio	SI	1	0	1
22-Ribaltamento delle cappelle	SI	1	0	0.5
23-Meccanismi di taglio nelle pareti delle cappelle	SI	0	0	0.5
24-Volte nelle cappelle	SI	0	0	1
25-Interazioni in prossimità di irregolarità plano-altimetriche	SI	2	0	1
26-Aggetti (vela, guglie, pinnacoli, statue)	NO	-	-	0
27-Torre campanaria	SI	2	1	1
28-Cella campanaria	SI	1	1	1

Si ottengono i risultati in Tabella 7.4.

Tabella 7.4 - Risultati del LV1

Indice di vulnerabilità I_v	0,59	-	-
Fattore di confidenza FC	1,20	-	-
a_{SLD}	0,0381	g	-
a_{SLV}	0,151	g	-
T_{SLV}	416	anni	$< T_{R,SLV}=712$ anni
Indice di sicurezza sismica $I_{S,SLV}$	0,58	-	< 1 non soddisfatta
Vita nominale V_N	13	anni	-

7.1.3 Osservazioni finali

La valutazione di primo livello ha fatto emergere risultati molto simili tra i due edifici, individuando due indici di vulnerabilità quasi uguali per Cattedrale e Battistero, rispettivamente di 0,59 e 0,58. Anche il periodo di ritorno dell'azione sismica è molto simile, a parità di funzione e contesto ambientale, pari a 416 anni per la Cattedrale e a 420 anni per il Battistero. Di conseguenza anche l'indice di sicurezza è molto simile e la vita nominale stimata è la medesima. Questa valutazione ha messo in evidenza come entrambi gli edifici versino in una condizione di vulnerabilità piuttosto rilevante.

7.2 LV2

Per il secondo livello di valutazione si procede al calcolo dei cinematici con la stima del coefficiente di attivazione α_0 dei macroelementi individuati dalle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e di quelli individuati tramite la analisi pushover, esposti al Paragrafo 6.7. Per ogni meccanismo analizzato, viene svolta la verifica lineare e non lineare allo SLV, ricavando per ogni elemento il relativo periodo dalle analisi modali svolte precedentemente.

7.2.1 Battistero

7.2.1.1 Meccanismo B1: Parete dell'abside

Il meccanismo che viene considerato è quello di ribaltamento della parete est dell'abside, di lunghezza 5,6 m e altezza 6,6 m, con la formazione della cerniera cilindrica alla base della parete (Figura 7.1 a-b). Nel calcolo del meccanismo, oltre all'azione sismica orizzontale agisce anche la spinta della cupola trasmessa alla parete attraverso i pennacchi.

Il modo associato al cinematico è il 9 con un periodo di 0,142 s.

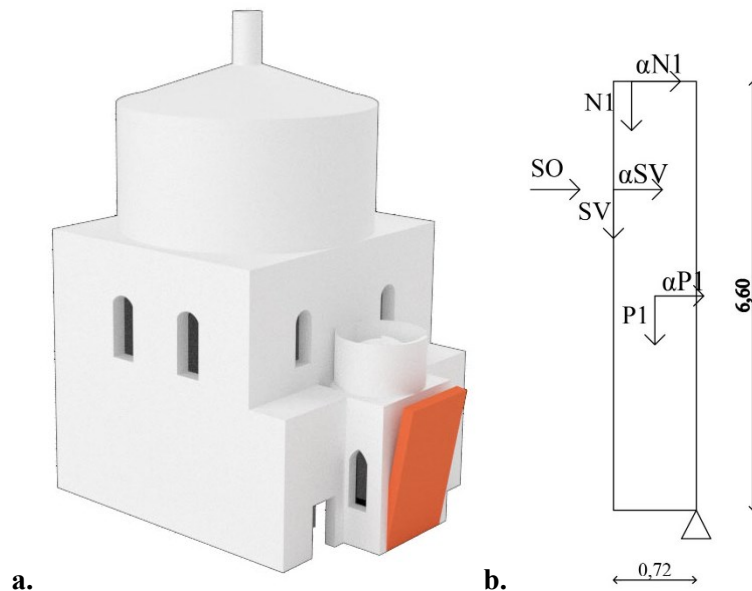


Figura 7.1 - a. Cinematico; b. Applicazione dei carichi

Si riporta in Tabella 7.5 il calcolo del cinematico e delle relative verifiche.

Tabella 7.5 – Cinematico e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			532,22	0,36	3,30
N1			22,14	0,60	6,60
SV			182,00	0,72	4,50
Azioni orizzontali					
SO			32,00	-	4,50
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	736,37	kN	M_s	147,02	kNm
Arretramento t	6,09	cm	M_r	2721,52	kNm
			α_0	0,054	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Massa partecipante M_0^*	72,27	t
PGA _{,slv} di domanda	1,40	m/s ²
a _g [*] ,slv di capacità	0,91	m/s ²
	NON VERIFICATA 65%	
Verifica SLV non lineare		
θ_0	0,109	Rad
h_k	3,70	m
Spostamento reale d_{k0}	0,40	m
Spostamento spettrale d_0^*	0,42	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,28	m/s ²
T_{slv}^*	4,11	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,167	m
	VERIFICATA 201%	

La parete dell'abside era già stata fortemente danneggiata durante la Seconda Guerra mondiale, soggetto di una rotazione fuori piano, insieme anche a parte della cupola. Nonostante siano stati svolti degli interventi adeguati a riparare il danno, la parete potrebbe presentare un grado di vulnerabilità di partenza già più elevato rispetto ad altre e la possibilità di attivazione di un cinematismo di ribaltamento di tale parete non può essere esclusa.

7.2.1.2 Meccanismo B2: Parete dell'abside con cunei

Viene considerata la medesima situazione precedente, con i medesimi carichi messi in gioco, si ipotizza però che in questo caso l'ammorsamento tra la parete est e quelle ad essa trasversali sia buono, per cui al momento dell'innescio del meccanismo si formano due cunei di trascinamento, vedi Figura 7.2.

Il modo associato al cinematismo è il 9 con un periodo di 0,142 s.

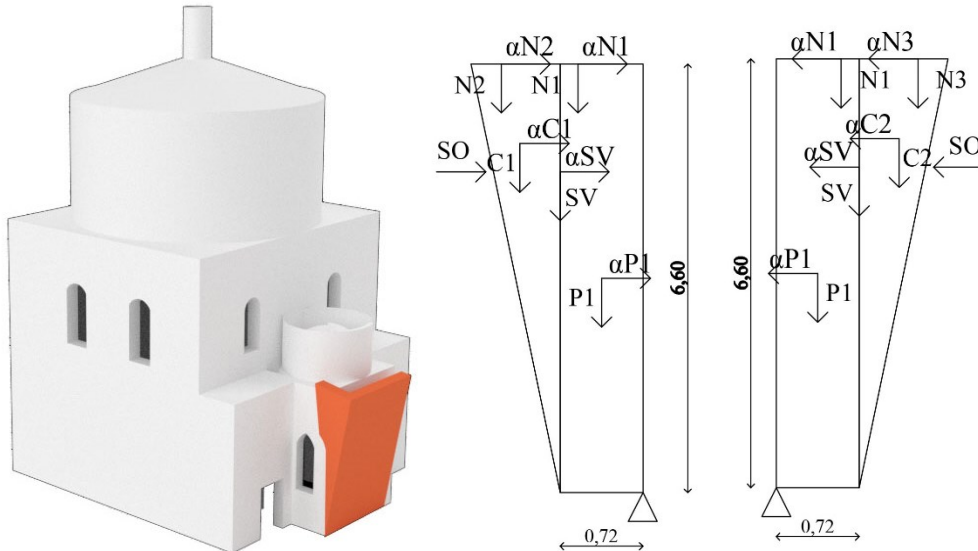


Figura 7.2 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi

Si riporta in Tabella 7.6 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.6 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			532,22	0,36	3,30
N1			22,14	0,60	6,60
N2			9,25	0,94	6,60
N3			9,25	1,03	6,60
C1			58,32	0,94	4,75
C2			53,10	1,03	4,73
SV			182,00	0,72	4,50
Azioni orizzontali					
SO			32,00	-	4,50
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	866,30	kN	M_s	257,52	kNm
Arretramento t	7,17	cm	M_r	3371,88	kNm
			α_0	0,076	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				84,25	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				1,30	m/s ²
NON VERIFICATA 93%					
Verifica SLV non lineare					

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

θ_0	0,120	Rad
h_k	3,89	m
Spostamento reale d_{k0}	0,47	m
Spostamento spettrale d_0^*	0,49	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,39	m/s ²
T_{slv}^*	3,73	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,196	m
	VERIFICATA 236%	

Anche nel caso in cui l'ammorsamento con le pareti ad essa ortogonali sia buono, la verifica lineare della parete dell'abside non viene soddisfatta, presentando una capacità inferiore alla domanda. La formazione di un potenziale cuneo di trascinamento può essere suggerita nel lato nord, dove sono presenti esternamente delle lesioni (Figura 3.13), che in caso di attivazione del cinematismo potrebbero generare il cuneo.

7.2.1.3 Meccanismo B3: Parete B7

Si considera il ribaltamento della parete laterale dell'abside posta a nord, di lunghezza 2,40 m e altezza 6,60 m. Su di essa oltre al contributo dell'azione sismica, agisce l'azione del cupolino trasmessa attraverso il pennacchio (Figura 7.3).

Il modo associato al cinematismo è il 9 con un periodo di 0,142 s.

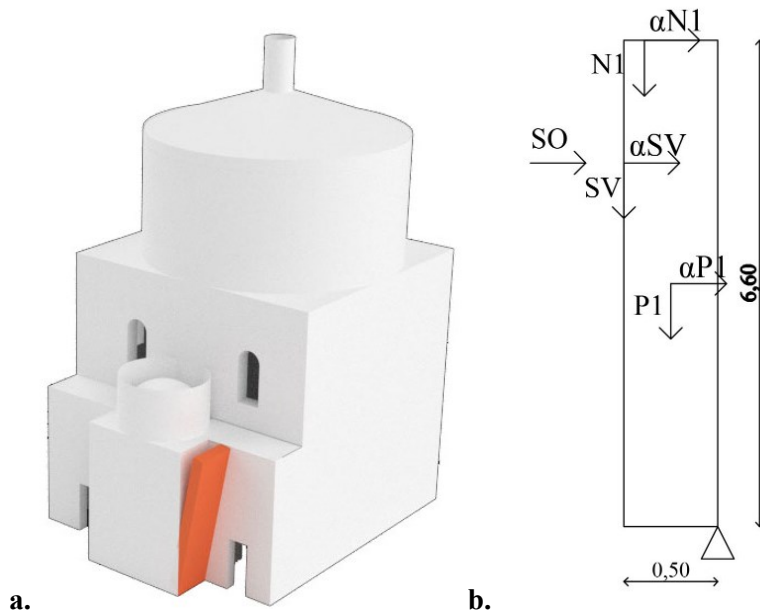


Figura 7.3 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi del cinematismo

Si riporta in Tabella 7.7 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.7 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			182,34	0,25	3,30
N1			9,49	0,45	6,60
SV			91,00	0,60	4,50
Azioni orizzontali					
SO			16,00	-	4,50
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	282,83	kN	M_s	1073,87	kNm
Arretramento t	5,46	cm	M_r	16,99	kNm
			α_0	0,015	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				27,71	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,27	m/s ²
NON VERIFICATA 19%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,083	Rad
h_k				3,80	m
Spostamento reale d_{k0}				0,31	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Spostamento spettrale d_0^*	0,33	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,08	m/s^2
T_{slv}^*	6,72	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,130	m
	VERIFICATA 158%	

Il coefficiente di attivazione del meccanismo della parete B7 risulta piuttosto piccolo, ben al di sotto dell'accelerazione di sicurezza della città di Padova (0,095 g), infatti la verifica lineare non viene soddisfatta. Anche questa parete ha subito delle forti sollecitazioni con lo scoppio della bomba, presentando ancora oggi un quadro fessurativo ben visibile esternamente; pertanto, si ritiene che possa essere una parte dell'edificio vulnerabile.

7.2.1.4 Meccanismo B4: Spicchio di cupolino

Viene valutata la possibilità di ribaltamento di uno spicchio di cupolino dell'abside, di larghezza pari a 1m, relativa porzione di tiburio e copertura, con formazione della cerniera cilindrica alla base del tamburo cilindrico. Il meccanismo è caratterizzato dalle azioni sismiche orizzontali e anche dalla spinta del cupolino, non contrastata (Figura 7.4).

Il modo associato al cinematismo è il 3 con un periodo di 0,199 s.

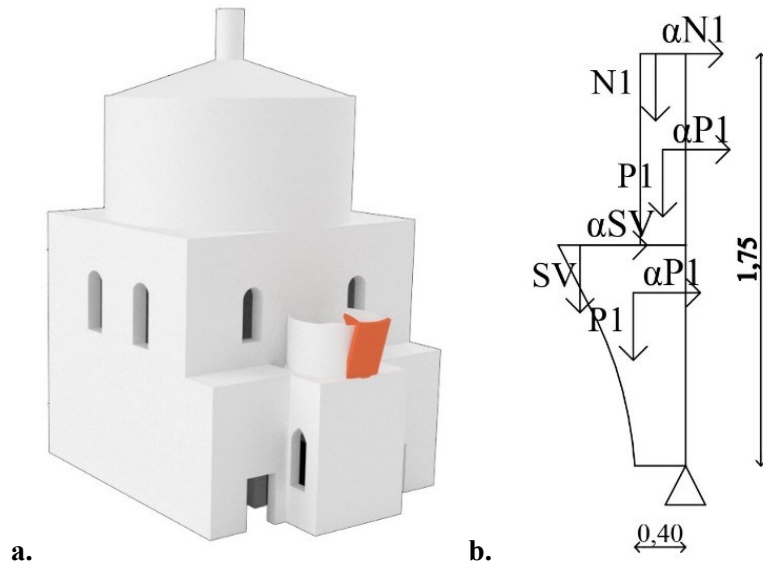


Figura 7.4 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi del cinematismo

Si riporta in Tabella 7.8 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.8 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			9,72	0,25	0,70
P2			4,86	0,12	1,75
N1			1,32	0,14	2,30
SV			14,76	0,60	1,22
Azioni orizzontali					
SO			8,49	-	1,22
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	30,66	kN	M_s	1,26	kNm
Arretramento t	1,42	cm	M_r	36,36	kNm
			α_0	0,034	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				6,57	m
Massa partecipante M_0^*				2,77	t
PFA _{slv} di domanda				2,42	m/s ²
ag*slv di capacità				0,63	m/s ²
				NON VERIFICATA 26%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,319	Rad
h_k				1,19	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Spostamento reale d_{k0}	0,38	m
Spostamento spettrale d_0^*	0,43	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,19	m/s ²
T_{slv}^*	4,98	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,170	m
	VERIFICATA 206%	

Come anticipato anche la cupola ha subito diversi danni durante la Seconda Guerra Mondiale, riportando un quadro fessurativo interno importante. Tale meccanismo, che non risulta verificato allo SLV lineare, presenta una probabilità media di attivarsi, in quanto la parete del tamburo adiacente risulta in ottimo stato e non presenta alcun tipo di lesione; d'altra parte, sia lo spessore della parete che della cupola sono piccoli (0,20 m circa), risultando soggetti a una minor rigidità.

7.2.1.5 Meccanismo B5: Parete tamburo abside

Si considera poi un meccanismo più specifico che riguarda solamente la parte di tamburo, per una larghezza di parete di 1 m. Il meccanismo è caratterizzato dal peso proprio e dal contributo della copertura (Figura 7.5).

Il modo associato al cinematismo è il 3 con un periodo di 0,199 s.

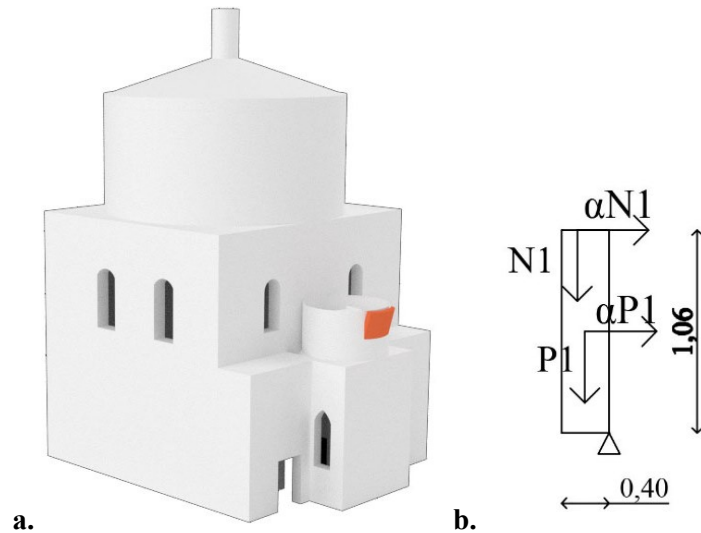


Figura 7.5 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.9 Tabella 7.5 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.9 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			4,86	0,12	0,53
N1			1,32	0,16	1,06
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	6,18	kN	M_s	0,78	kNm
Arretramento t	0,28	cm	M_r	3,98	kNm
			α_0	0,197	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				7,79	m
Massa partecipante M_0^*				0,56	t
PFA _{slv} di domanda				2,86	m/s ²
ag*slv di capacità				3,59	m/s ²
				VERIFICATA 125%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,197	Rad
h_k				0,64	m
Spostamento reale d_{k0}				0,12	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,14	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				1,07	m/s ²
T_{slv}^*				1,20	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,056	m
				NON VERIFICATA 68%	

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

La verifica lineare della parete del tamburo risulta soddisfatta, infatti il meccanismo è di difficile attivazione, presentando un coefficiente pari al doppio dell'accelerazione di sicurezza e non essendo presenti lesioni che indichino la possibilità di formazione di una cerniera cilindrica.

7.2.1.6 Meccanismo B6: Parete ingresso nord-est

Il cinematismo di seguito calcolato prevede il ribaltamento della parete dove è situato l'ingresso nord-est al Battistero, di lunghezza pari a 4,23 m e altezza 6,60 m; la cerniera cilindrica si forma alla base di questa. Il meccanismo è sottoposto alle forze orizzontali sismiche e anche alla componente orizzontale delle volte a crociera che si trovano all'interno della struttura (Figura 7.6).

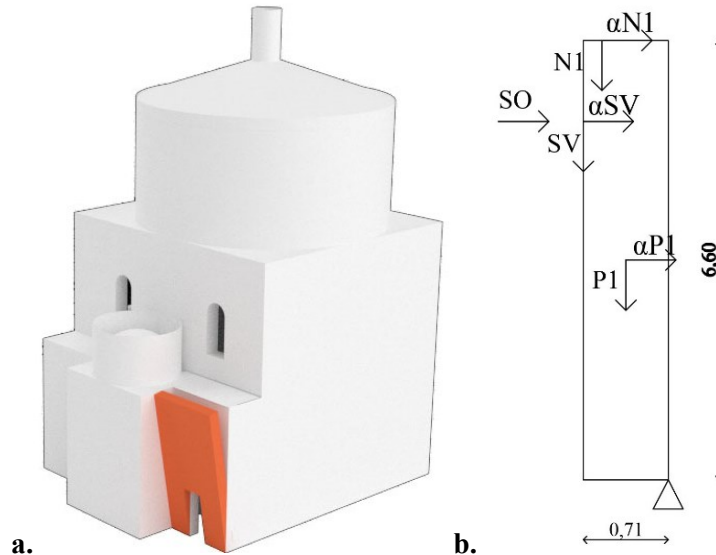


Figura 7.6 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.10 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.10 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			302,40	0,365	3,38
N1			16,73	0,53	6,60
SV			42,08	0,73	5,00
Azioni orizzontali					
SO			11,75	-	5,00
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	361,21	kN	M_s	76,96	kNm
Arretramento t	3,96	cm	M_r	1342,93	kNm
			α_0	0,057	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				43,94	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,69	m/s ²
			NON VERIFICATA 49%		
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,094	Rad
h_k				4,21	m
Spostamento reale d_{k0}				0,40	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,29	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,21	m/s ²

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

T_{slv}^*	3,96	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,117	m
	VERIFICATA 141%	

La parete dell'ingresso posto a nord-est presenta un coefficiente di attivazione abbastanza basso, inferiore all'accelerazione di sicurezza. Nonostante ciò, non sono presenti elementi che suggeriscano una possibile attivazione del cinematismo.

7.2.1.7 Meccanismo B7: Parete est centrale

Dai macroelementi individuati con le analisi pushover al Paragrafo 6.7.1.1 emerge la formazione di un elemento corrispondente alla parte centrale della parete est, tra le due aperture (Figura 7.7). Si considera perciò tale parete per il calcolo del seguente cinematismo, con la cerniera cilindrica posizionata in corrispondenza del lato superiore del tamburo dell'abside, con una lunghezza di 4,81 m.

Il modo associato al cinematismo è il 37 con un periodo di 0,059 s.

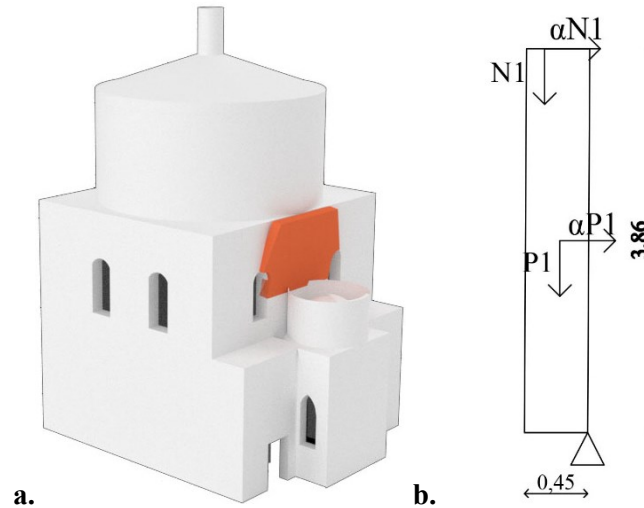


Figura 7.7 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.11 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.11 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			155,84	0,225	1,93
N1			21,31	0,35	3,86
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	177,16	kN	M_s	39,15	kNm
Arretramento t	1,70	cm	M_r	383,06	kNm
			α_0	0,102	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				8,66	m
Massa partecipante M_0^*				16,65	t
PFA _{slv} di domanda				1,50	m/s ²
ag [*] slv di capacità				1,81	m/s ²
				VERIFICATA 120%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,102	Rad
h_k				2,16	m
Spostamento reale d_{k0}				0,22	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,24	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,54	m/s ²
T_{slv}^*				2,22	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,095	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

	VERIFICATA 115%
--	-----------------

Il meccanismo presente non ha grandi probabilità di attivarsi, infatti non vi sono indici di formazioni di cerniera cilindrica, e la presenza del tamburo renderebbe più difficoltoso il suo ribaltamento.

7.2.1.8 Meccanismo B8: Parete est sopra gli archi

Si valuta ora invece la porzione di parete est a lato del meccanismo B7, che risulta speculare anche verso il lato nord. Tale elemento presenta la formazione della cerniera cilindrica alla base della copertura antistante, per una lunghezza di 3,82 m, e un'altezza massima di 6,60 m (Figura 7.8).

Il modo associato al cinematismo è il 10 con un periodo di 0,133 s.

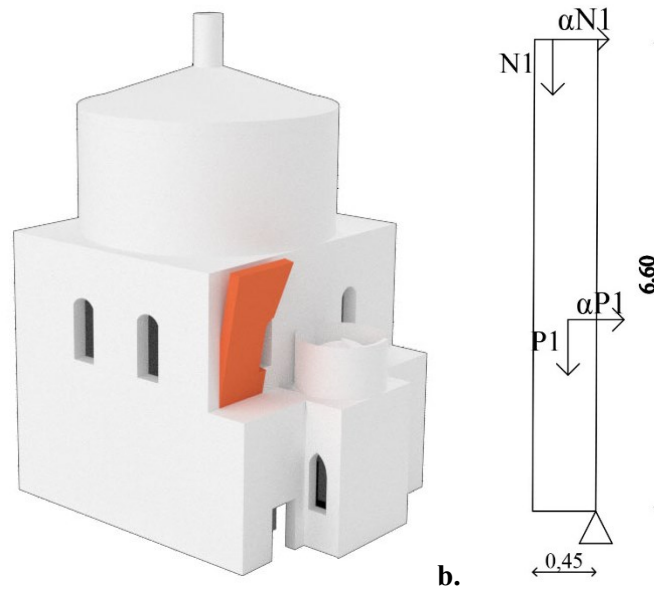


Figura 7.8 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.12 Tabella 7.5 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.12 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			178,54	0,225	2,99
N1			15,02	0,35	6,60
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	193,57	kN	M_s	40,88	kNm
Arretramento t	2,35	cm	M_r	633,03	kNm
			α_0	0,064	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				6,60	m
Massa partecipante M_0^*				18,14	t
PFA _{slv} di domanda				1,60	m/s ²
ag [*] slv di capacità				1,14	m/s ²
NON VERIFICATA 71%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,065	Rad
h_k				3,27	m
Spostamento reale d_{k0}				0,21	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,23	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,34	m/s ²
T_{slv}^*				2,73	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,091	m
	VERIFICATA 108%	

Il meccanismo della porzione laterale del prospetto est, ha una probabilità media di attivarsi, in quanto nella realtà è presente una lesione passate sopra l'apertura; la parete inoltre presenta uno spessore inferiore rispetto alle altre che costituiscono l'aula, rendendosi quindi maggiormente vulnerabile.

7.2.1.9 Meccanismo B9: Parete est sopra agli archi con cuneo

Dallo studio dei macroelementi è emerso come nella parete sud, trasversale alla parete est, si formino delle lesioni che individuano un cuneo, che può essere studiato come cuneo di trascinamento del meccanismo B8. Si considerano pertanto, i dati precedenti con l'aggiunta dei dati del cuneo individuato (Figura 7.9).

Il modo associato al cinematismo è il 10 con un periodo di 0,133 s.

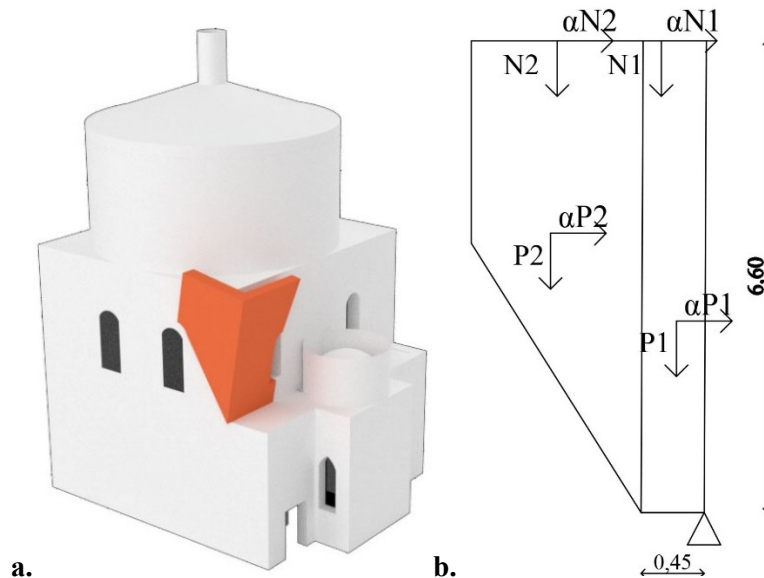


Figura 7.9 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.13 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.13 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			178,54	0,225	2,99
N1			15,02	0,35	6,60
P2			142,38	1,84	3,36
N2			9,01	1,14	6,60
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	335,95	kN	M_s	303,24	kNm
Arretramento t	4,18	cm	M_r	1170,95	kNm
			α_0	0,258	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				6,60	m
Massa partecipante M_0^*				32,87	t
PFA _{slv} di domanda normalizzata				1,60	m/s ²
a_z^* di capacità				4,41	m/s ²
VERIFICATA 276%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,259	Rad
h_k				3,49	m
Spostamento reale d_{k0}				0,90	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,94	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	1,32	m/s ²
T_{slv}^*	2,81	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,376	m
	VERIFICATA 453%	

Considerando il ribaltamento invece di tutto il cantonale sud-est, appare evidente sia dal coefficiente di attivazione sia dall'ottimo soddisfacimento delle verifiche, che tale meccanismo è di difficile attivazione. Se dovesse attivarsi un meccanismo in questo macroelemento, sarebbe il B8.

7.2.1.10 Meccanismo B10: Cupola maggiore

Il meccanismo considerato prevede il ribaltamento di cupola e tamburo attorno a una cerniera cilindrica formatasi all'altezza dell'imposta del tamburo (Figura 7.10).

Nel calcolo del coefficiente di ribaltamento del meccanismo analizzato viene preso in considerazione uno spicchio con larghezza pari a 1 m. La copertura viene divisa in due aree, una che scarica sulla parte del tamburo, l'altra invece che scarica come carico concentrato al centro della cupola assieme al contributo della lanterna.

Il modo associato al cinematismo è il 2 con un periodo di 0,247 s.

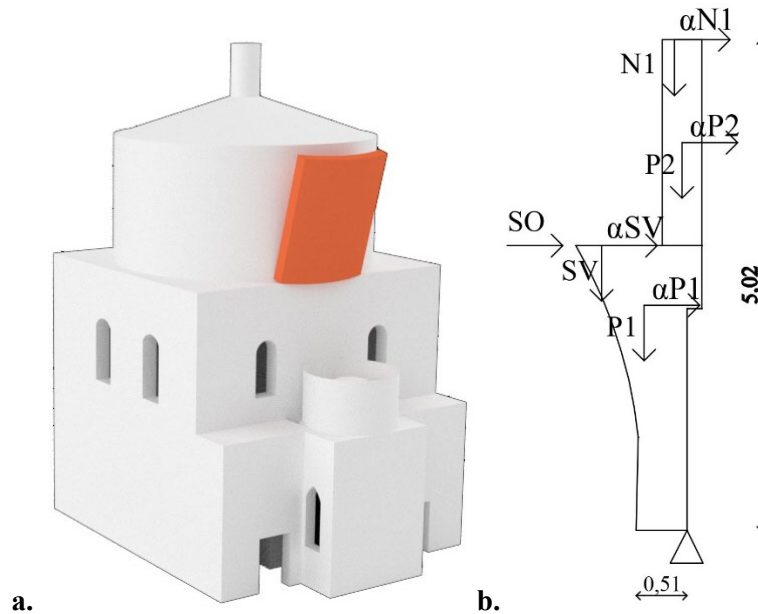


Figura 7.10 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.14 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.14 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			41,40	0,37	1,71
P2			14,90	0,15	3,90
N1			7,72	0,30	5,02
SV			44,78	1,25	2,97
Azioni orizzontali					
SO			28,75	1,25	2,47
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	108,81	kN	M_s	1,17	kNm
Arretramento t	3,36	cm	M_r	300,68	kNm
			α_0	0,0039	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				12,52	m
Massa partecipante M_0^*				9,83	t
PFA _{slv} di domanda				2,32	m/s ²
ag*slv di capacità				0,071	m/s ²
NON VERIFICATA 3%					

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Verifica SLV non lineare		
θ_0	0,240	Rad
h_k	2,76	m
Spostamento reale d_{k0}	0,66	m
Spostamento spettrale d_0^*	0,75	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,02	m/s ²
T_{slv}^*	19,66	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,238	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,299	m
	VERIFICATA 125%	

Il macroelemento della cupola del Battistero è una parte critica dell'edificio; infatti, nella realtà presenta delle deformazioni accentuate a livello dell'imposta e anche delle lesioni importanti, anche in corrispondenza dell'intersezione con la parete del tamburo. Questa criticità è messa in evidenza dal coefficiente di ribaltamento calcolato, pari a solo 0,0039, e dalla verifica lineare non soddisfatta. Anche l'azione di una forza esterna di modesta entità potrebbe pregiudicare la staticità di questa parte dell'edificio.

7.2.1.11 Meccanismo B11: Tamburo cupola maggiore

Viene presa in considerazione solamente la parte del tamburo, con la possibile formazione della cerniera cilindrica nel punto in cui il tamburo si raccorda con la cupola, per una larghezza di 1 m e un'altezza di 2,07 m (Figura 7.11).

Il modo associato al cinematismo è il 2 con un periodo di 0,247 s.

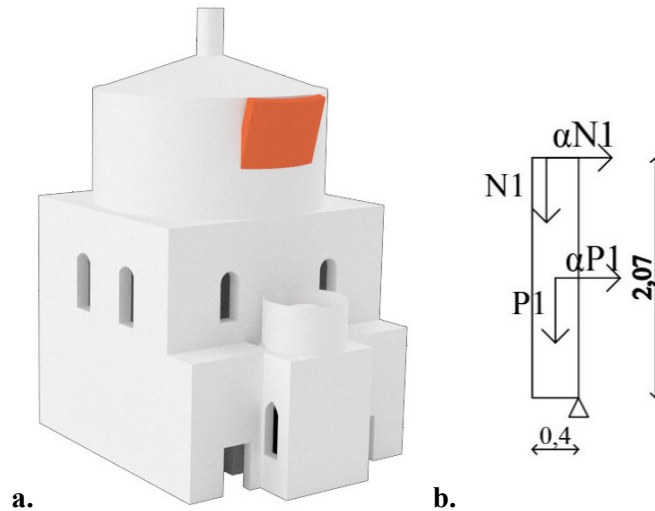


Figura 7.11 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi del cinematismo

Si riporta in Tabella 7.15 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.15 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			14,90	0,20	1,03
N1			7,72	0,30	2,07
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	22,63	kN	M_s	5,06	kNm
Arretramento t	1,04	cm	M_r	31,33	kNm
			α_0	0,161	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				15,53	m
Massa partecipante M_0^*				2,04	t
PFA _{slv} di domanda				2,87	m/s ²
ag [*] slv di capacità				2,97	m/s ²
VERIFICATA 103%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,161	Rad
h_k				1,38	m
Spostamento reale d_{k0}				0,22	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,25	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,89	m/s ²
T_{slv}^*				1,77	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,100	m
VERIFICATA 121%					

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Il ribaltamento della sola parete del tamburo è molto meno probabile, rispetto al ribaltamento della porzione di cupola, infatti, non sono presenti lesioni riconducibili a una cerniera cilindrica.

7.2.1.12 Meccanismo B12: Parete sud

Si considera il ribaltamento di una parte di parete sud rivolta verso est, come individuata dalle deformazioni delle pushover. Tale cinematismo vede il formarsi della cerniera cilindrica alla base della parete, per una lunghezza di 4,95 m. Oltre al contributo orizzontale delle forze sismiche, agisce anche l'azione orizzontale della cupola trasmessa attraverso il pennacchio (Figura 7.12).

Il modo associato al cinematismo è il 49 con un periodo di 0,049 s.

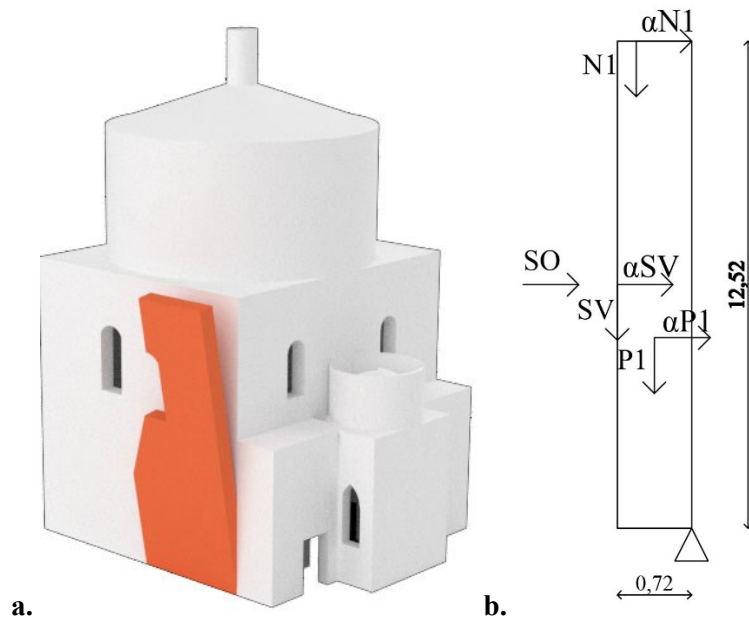


Figura 7.12 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi del cinematismo

Si riporta in Tabella 7.16 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.16 – Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			576,00	0,36	5,44
N1			21,19	0,60	12,52
SV			921,00	0,72	6,60
Azioni orizzontali					
SO			130,00	-	6,60
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1518,20	kN	M_s	25,20	kNm
Arretramento t	14,22	cm	M_r	9477,46	kNm
			α_0	0,0026	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				151,37	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag ^{*slv} di capacità				0,044	m/s ²
NON VERIFICATA 3%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,072	Rad
h_k				6,24	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Spostamento reale d_{k0}	0,45	m
Spostamento spettrale d_0^*	0,46	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,01	m/s ²
T_{slv}^*	19,57	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,183	m
	VERIFICATA 221%	

Il coefficiente di attivazione per il primo meccanismo che coinvolge la parete sud è molto basso, paragonabile a quello ottenuto per la cupola. A differenza di quest'ultima, la parete sud non verte nella stessa gravosa situazione, infatti non presenta deformazioni e lesioni che indichino un possibile ribaltamento, nonostante il grande carico e spinta non contrastata della cupola che scarica su di essa.

7.2.1.13 Meccanismo B13: Parete sud tra le due aperture

Si implementa il meccanismo formatosi tra le due aperture della parete sud, evidenziato dai risultati delle analisi pushover. Tale meccanismo vede il formarsi della cerniera cilindrica in corrispondenza della copertura dello sgabuzzino adiacente al Battistero, per una lunghezza di 1,58 m (Figura 7.13).

Il modo associato al cinematismo è il 49 con un periodo di 0,049 s.

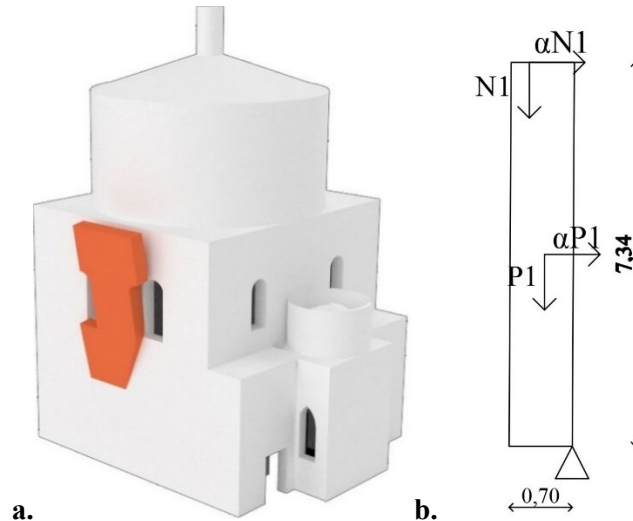


Figura 7.13 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.17 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.17 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			254,70	0,35	4,00
N1			13,52	0,60	7,34
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	268,22	kN	M_s	76,14	kNm
Arretramento t	7,87	cm	M_r	1118,09	kNm
			α_0	0,068	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				5,17	m
Massa partecipante M_0^*				26,52	t
PFA _{slv} di domanda				0,81	m/s ²
ag*slv di capacità				1,14	m/s ²
VERIFICATA 142%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,068	Rad
h_k				4,17	m
Spostamento reale d_{k0}				0,28	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,29	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,34	m/s ²
T_{slv}^*				3,08	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,117	m
VERIFICATA 141%					

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Il cinematismo in quota calcolato per la parete sud non presenta riscontro con la realtà; infatti, non sono presenti ne lesioni che ne determinino la forma, né che individuino una possibile cerniera cilindrica sopra la copertura dello sgabuzzino.

7.2.1.14 Meccanismo B14: Parete ovest

Un meccanismo individuato nella parete ovest prevede la formazione della cerniera cilindrica alla base della stessa, per una lunghezza di 5,91 m. Oltre al contributo orizzontale delle forze sismiche, agisce anche la spinta della cupola trasmessa attraverso il pennacchio (Figura 7.14).

Il modo associato al cinematismo è il 19 con un periodo di 0,086 s.

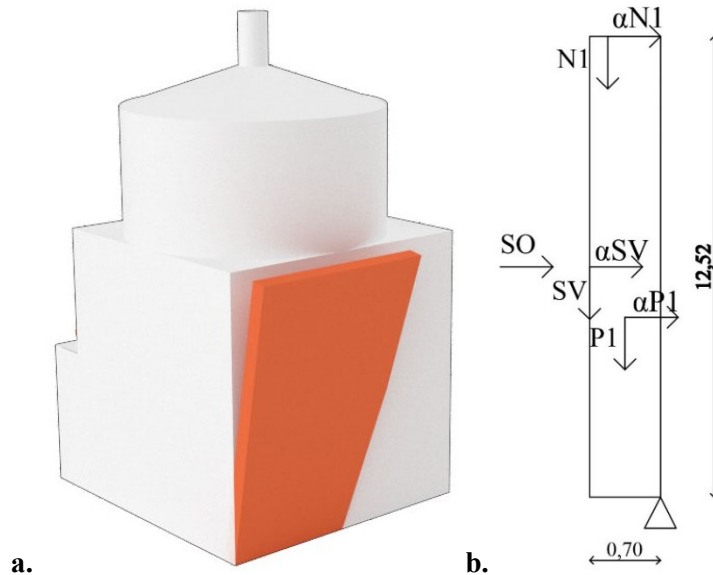


Figura 7.14 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.18 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.18 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			1134,00	0,35	6,75
N1			32,82	0,60	12,52
SV			921	0,70	6,60
Azioni orizzontali					
SO			130,00	0,70	6,60
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	2087,83	kN	M_s	39,79	kNm
Arretramento t	14,01	cm	M_r	14144,10	kNm
			α_0	0,0028	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				210,38	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,046	m/s ²
NON VERIFICATA 3%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,056	Rad
h_k				6,77	m
Spostamento reale d_{k0}				0,38	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,38	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,01	m/s ²
T_{slv}^*	17,52	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,153	m
	VERIFICATA 185%	

Per la parete ovest può essere applicato il medesimo ragionamento effettuato per la parete sud (Meccanismo B12), in quanto non sono attualmente presenti lesioni o deformazioni che determinino la possibilità di attivazione di tale cinematismo.

7.2.1.15 Meccanismo B15: Parete ovest verso la Cattedrale

Viene esaminata anche la restante parete ovest, con formazione della cerniera cilindrica al di sopra della copertura del corpo della Cattedrale adiacente. Oltre alle forze sismiche orizzontali vi è anche il contributo della cupola, trasmesso attraverso il pennacchio (Figura 7.15).

Il modo associato al cinematismo è il 19 con un periodo di 0,086 s.

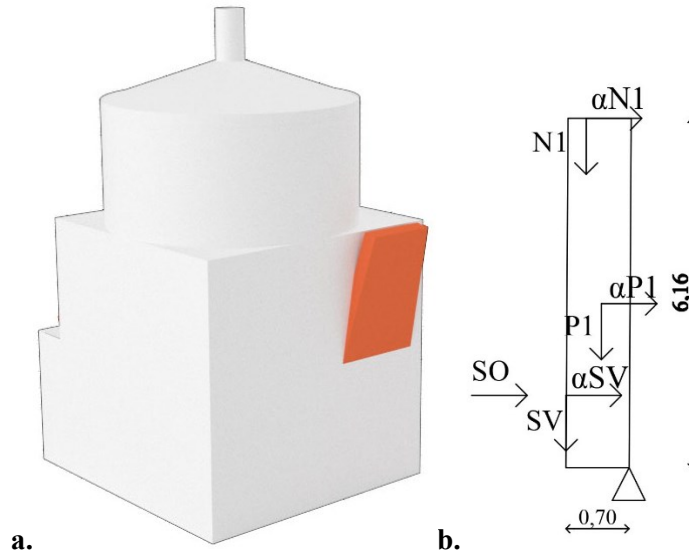


Figura 7.15 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.19 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.19 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche		P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1		366,12	0,35	3,10
N1		12,18	0,60	6,16
SV		921,00	0,70	1,43
Azioni orizzontali				
SO		130,00	-	1,43
Arretramento cerniera t		Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1299,30 kN	M_s	428,72	kNm
Arretramento t	12,73 cm	M_r	2527,04	kNm
		α_0	0,169	
Verifica SLV lineare				
Quota della cerniera H_0			5,17	m
Massa partecipante M_0^*			163,53	t
PFA _{slv} di domanda			1,03	m/s ²
ag [*] slv di capacità			2,24	m/s ²
			VERIFICATA 218%	
Verifica SLV non lineare				
θ_0			0,254	Rad
h_k			1,94	m
Spostamento reale d_{k0}			0,49	m
Spostamento spettrale d_0^*			0,59	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$			0,67	m/s ²

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

T_{slv}^*	3,12	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,235	m
	VERIFICATA 284%	

Il meccanismo in quota della parete ovest presenta un coefficiente di attivazione cautelativo, definendo una possibilità bassa di attivazione.

7.2.2 Cattedrale

7.2.2.1 Meccanismo C1: Facciata con cunei di trascinamento

Come primo meccanismo viene considerato il ribaltamento dell'intera facciata della Cattedrale con cunei di trascinamento e la formazione della cerniera cilindrica a terra, per una lunghezza di 32,77 m (Figura 7.16).

Il modo associato al cinematismo è il numero 1 con un periodo di 0,465 s.

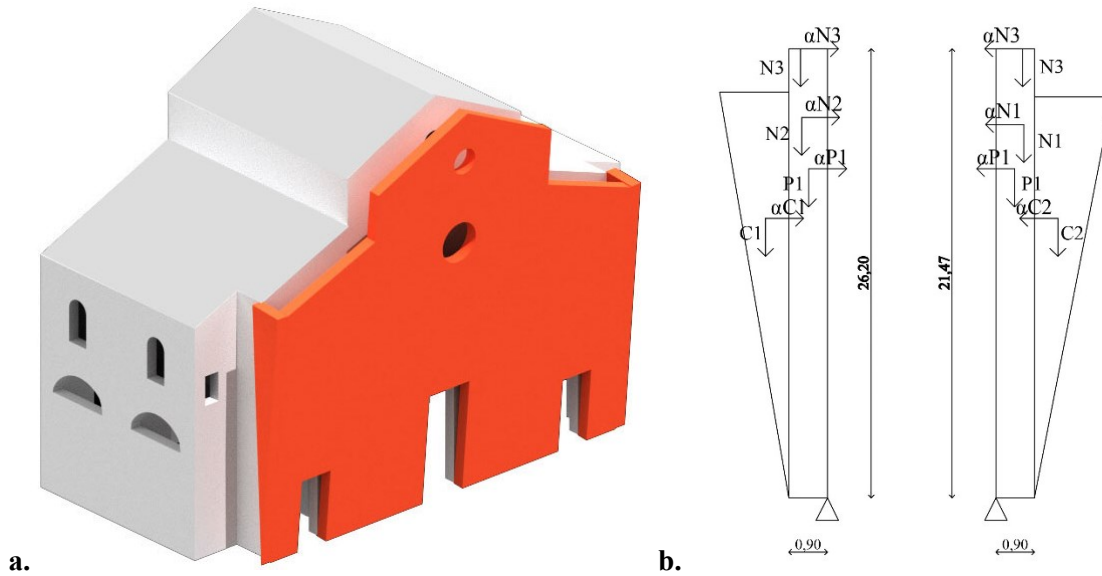


Figura 7.16 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi del cinematismo

Si riporta in Tabella 7.20 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.20 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			13039,20	0,45	13,49
N1			11,00	0,60	21,47
N2			71,39	0,60	20,85
N3			37,56	0,60	26,20
C1			1108,08	1,91	11,18
C2			1004,76	2,04	11,76
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	15271,99	kN	M_s	6804,98	kNm
Arretramento t	21,61	cm	M_r	202812,00	kNm
			α_0	0,033	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				1545,94	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,55	m/s ²
NON VERIFICATA 39%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,034	Rad
h_k				13,28	m
Spostamento reale d_{k0}				0,45	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Spostamento spettrale d_0^*	0,45	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,17	m/s^2
T_{slv}^*	5,49	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,179	m
	VERIFICATA 216%	

Il meccanismo di tutta la facciata della Cattedrale con cunei di trascinamento presenta un coefficiente di attivazione abbastanza basso, 0,033, e la verifica lineare non soddisfatta. Questo potrebbe suggerire una facile attivazione del meccanismo in occasione di un evento sismico, c'è però da valutare il fatto che la facciata della chiesa è molto estesa e difficilmente potrebbe ribaltare come un unico corpo rigido. Infatti, è più probabile che si verifichino dei ribaltamenti di porzioni locali di facciata.

7.2.2.2 Meccanismo C2: Facciata sopra l'ingresso principale

In questo caso, viene considerato il vincolo posto dalla presenza dell'edificio del vescovado, presupponendo quindi un incastro che non permette la rotazione fuori piano della parte inferiore della facciata. Per cui, il meccanismo che viene ora valutato è costituito dalla parte di facciata sopra l'ingresso principale della Cattedrale, con la formazione della cerniera cilindrica ad un'altezza di 8,70 m (Figura 7.17).

Il modo associato al cinematismo è il numero 13 con un periodo di 0,191 s.

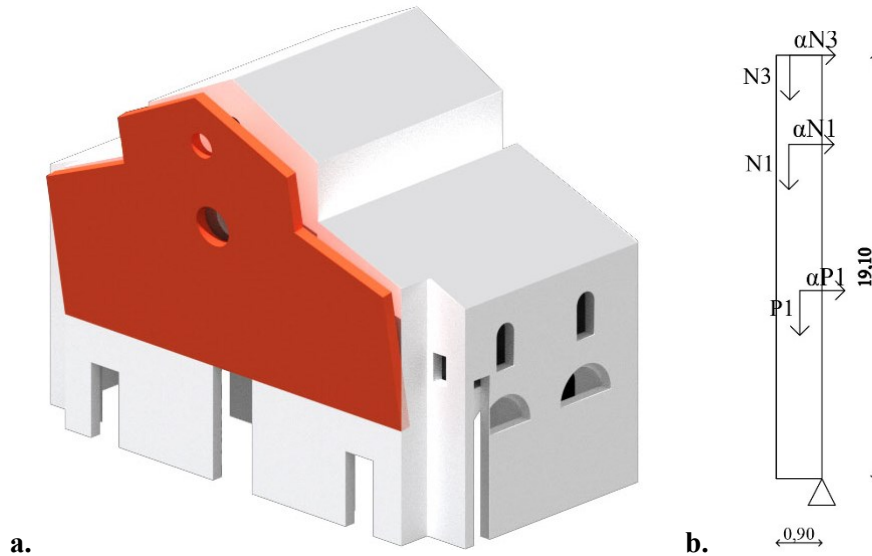


Figura 7.17 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.21 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.21 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			9430,20	0,45	8,53
N1			37,56	0,60	19,10
N2			71,39	0,60	12,11
N3			11,00	0,60	12,91
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	9550,15	kN	M_s	3024,41	kNm
Arretramento t	13,51	cm	M_r	82163,50	kNm
			α_0	0,036	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				8,70	m
Massa partecipante M_0^*				966,31	t
PFA _{slv} di domanda				1,02	m/s ²
ag*slv di capacità				0,60	m/s ²
NON VERIFICATA 59%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,037	Rad
h_k				8,60	m
Spostamento reale d_{k0}				0,32	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,32	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,18	m/s ²

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

T_{slv}^*	4,42	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,127	m
	VERIFICATA 153%	

Il ribaltamento della parte superiore della facciata, nonostante il coefficiente di attivazione inferiore all'accelerazione di sicurezza del sito, ha una probabilità bassa di verificarsi, in quanto non sono presenti deformazioni che identifichino la possibile formazione della cerniera cilindrica in questa posizione.

7.2.2.3 Meccanismo C3: Facciata sopra l'ingresso principale con cunei di trascinamento

A differenza del meccanismo C2, si valuta la medesima porzione di facciata, ipotizzando invece che l'ammorsamento con le pareti trasversali sia buono e che quindi sia favorita la formazione di due cunei di trascinamento nell'attivazione del meccanismo (Figura 7.18).

Il modo associato al cinematismo è il numero 13 con un periodo di 0,191 s.

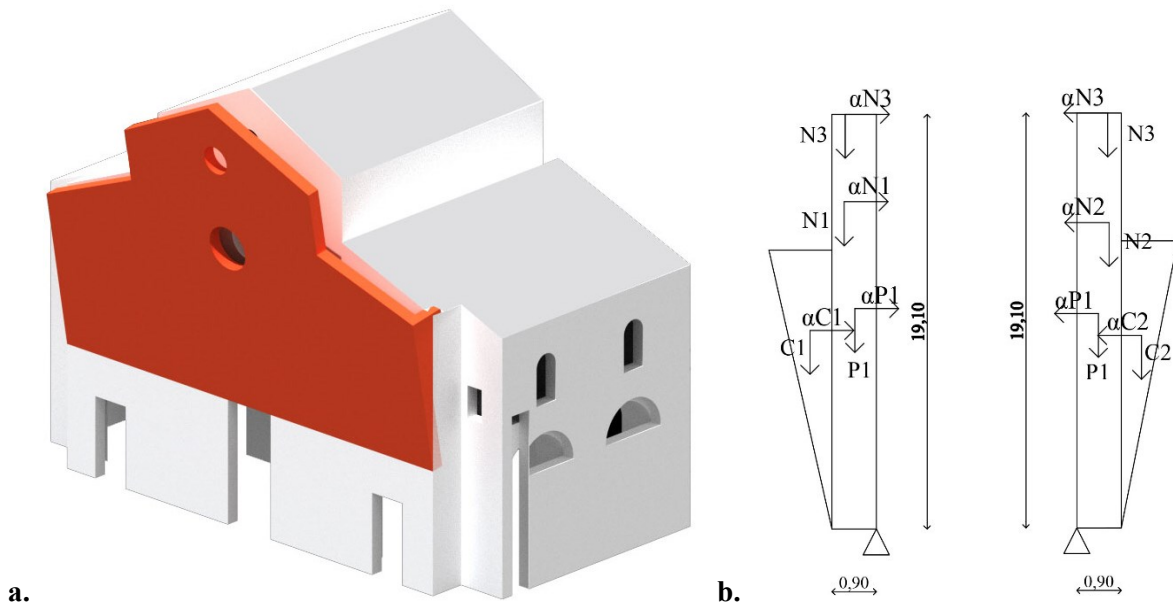


Figura 7.18 – a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.22 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.22 – Cinematismo e verifiche

Masse sismiche		P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1		9430,20	0,45	8,53
N1		37,56	0,60	19,10
N2		71,39	0,60	12,11
N3		11,00	0,60	12,91
C1		170,35	1,42	7,71
C2		206,64	1,41	7,01
Arretramento cerniera t		Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	9927,14	kN	M_s	3453,72
Arretramento t	14,05	cm	M_r	84925,40
			α_0	0,040
Verifica SLV lineare				
Quota della cerniera H_0			8,70	m
Massa partecipante M_0^*			1003,77	t
PFA _{slv} di domanda			1,02	m/s ²
ag [*] slv di capacità			0,67	m/s ²
			NON VERIFICATA 65%	
Verifica SLV non lineare				
θ_0			0,041	Rad
h_k			8,55	m

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Spostamento reale d_{k0}	0,35	m
Spostamento spettrale d_0^*	0,35	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,20	m/s ²
T_{slv}^*	4,41	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,140	m
	VERIFICATA 169%	

Come il meccanismo C2, anche questo con i cunei di trascinamento non risulta allarmante, a maggior ragione in quanto i cunei esercitano un contributo stabilizzante sul ribaltamento.

7.2.2.4 Meccanismo C4: Timpano

Essendo un elemento più scollegato rispetto al resto della facciata si ipotizza un ribaltamento del timpano, parte della facciata tuttavia ricostruita dopo entrambe le Guerre Mondiali. Si ipotizza la formazione della cerniera cilindrica a livello della copertura delle navate laterali, per una lunghezza di 18,37 m (Figura 7.19).

Il modo associato al cinematismo è il numero 24 con un periodo di 0,136 s.



Figura 7.19 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.23 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.23 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			1666,80	0,45	2,60
N1			37,56	0,60	4,84
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1704,36	kN	M_s	699,25	kNm
Arretramento t	4,30	cm	M_r	4515,25	kNm
			α_0	0,154	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				22,68	m
Massa partecipante M_0^*				171,10	t
PFA _{,slv} di domanda				2,41	m/s ²
ag ^{*slv} di capacità				2,57	m/s ²
				VERIFICATA 106%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,155	Rad
h_k				2,65	m
Spostamento reale d_{k0}				0,41	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,42	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,77	m/s ²
T_{slv}^*				2,45	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,166	m
				VERIFICATA 201%	

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Il ribaltamento considerato non è quello preferenziale della parte superiore della facciata, infatti la verifica lineare viene soddisfatta e nella realtà non vi sono elementi che suggeriscano la formazione di tale cerniera cilindrica.

7.2.2.5 Meccanismo C5: Cuneo primo rosone

Data la ricostruzione nel dopoguerra della parte sommitale della facciata, si è voluto valutare il ribaltamento dello spicchio di muratura in corrispondenza del rosone più alto, con formazione della cerniera cilindrica al di sopra dello stesso (Figura 7.20).

Il modo associato al cinematismo è il numero 24 con un periodo di 0,136 s.

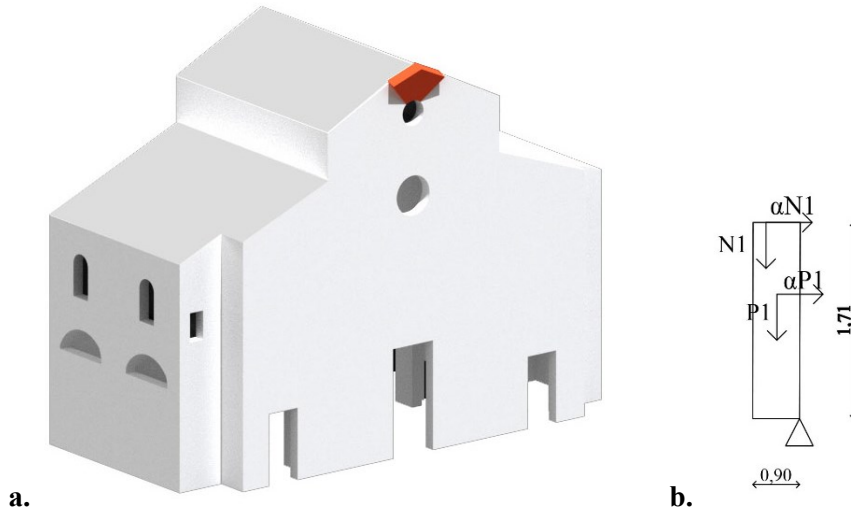


Figura 7.20 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.24 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.24 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			142,02	0,45	1,07
N1			43,82	0,60	1,71
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	185,84	kN	M_s	81,63	kNm
Arretramento t	4,60	cm	M_r	226,88	kNm
			α_0	0,359	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				27,58	m
Massa partecipante M_0^*				18,04	t
PFA _{,slv} di domanda				2,65	m/s ²
ag ^{*slv} di capacità				6,17	m/s ²
				VERIFICATA 232%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,360	Rad
h_k				1,22	m
Spostamento reale d_{k0}				0,44	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,46	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				7,22	m/s ²
T_{slv}^*				0,84	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,184	m
				VERIFICATA 222%	

7.2.2.6 Meccanismo C6: Ribaltamento cuneo secondo rosone

Alla stessa maniera del meccanismo precedente, si vuole valutare il ribaltamento del cuneo di muratura in corrispondenza del rosone più basso (Figura 7.21).

Il modo associato al cinematismo è il numero 24 con un periodo di 0,136 s.

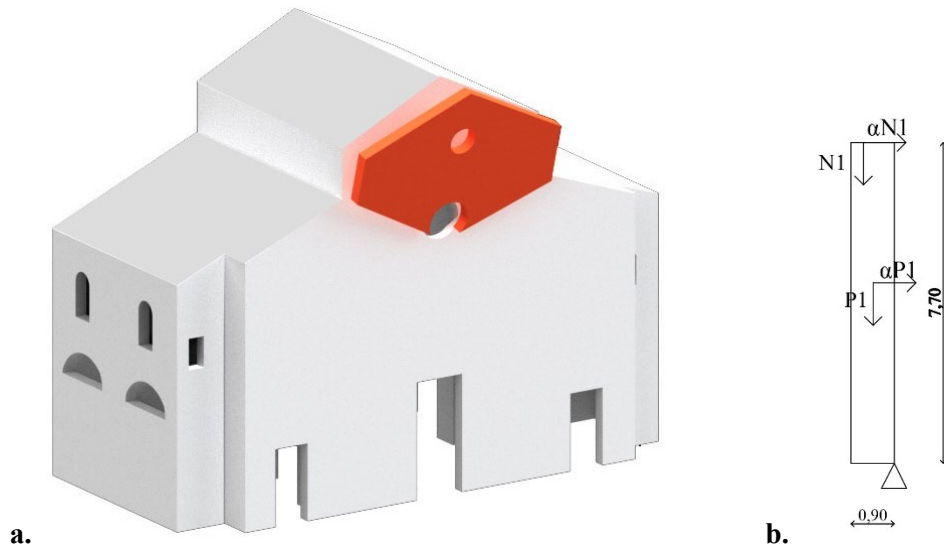


Figura 7.21 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.25 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.25 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			1500,30	0,45	3,73
N1			54,08	0,60	7,70
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1554,38	kN	M_s	301,60	kNm
Arretramento t	26,11	cm	M_r	6012,54	kNm
			α_0	0,050	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				22,00	m
Massa partecipante M_0^*				153,03	t
PFA _{slv} di domanda				2,30	m/s ²
az [*] slv di capacità				0,85	m/s ²
				NON VERIFICATA 36%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,050	Rad
h_k				3,87	m
Spostamento reale d_{k0}				0,19	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,20	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,25	m/s ²
T_{slv}^*				2,96	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,080	m
				NON VERIFICATA 96%	

Il meccanismo analizzato è stato suggerito dalle deformazioni delle analisi pushover, e rispetto al meccanismo C4, potrebbe essere un cinematismo di maggiore probabilità e importanza per la parte superiore della facciata. Questo in quanto, comprende proprio la parte di facciata ricostruita dopo la Seconda Guerra Mondiale, dove potrebbero esserci tra la muratura originale e quella ricostruita delle discontinuità. Tuttavia, dal quadro fessurativo rilevato non sono presenti lesioni in corrispondenza del macroelemento individuato nel presente meccanismo, ritenendo quindi poco probabile la sua attivazione.

7.2.2.7 Meccanismo C7: Parete C4

Si propone lo studio del ribaltamento della parete C4, con formazione della cerniera cilindrica all' altezza della copertura dello sgabuzzino, per una lunghezza di 4,37 m. Oltre alle azioni delle masse sismiche orizzontali, agisce anche la spinta della volta a botte che costituisce la cappella all'interno della Cattedrale (Figura 7.22).

Il modo associato al cinematismo è il numero 44 con un periodo di 0,101 s.

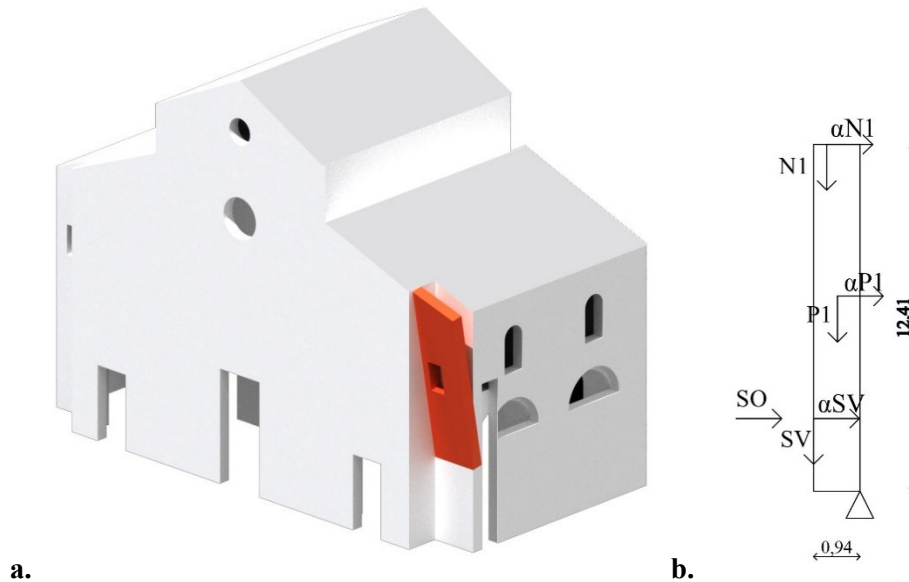


Figura 7.22 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.26 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.26 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			1008,00	0,47	6,34
N1			29,81	0,63	12,41
SV			128,20	0,94	2,00
Azioni orizzontali					
SO			84,74	-	2,00
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1166,01	kN	M_s	299,18	kNm
Arretramento t	12,37	cm	M_r	7017,01	kNm
			α_0	0,042	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				5,83	m
Massa partecipante M_0^*				110,02	t
PFA _{slv} di domanda				0,80	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,75	m/s ²
				NON VERIFICATA 94%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,067	Rad
h_k				6,02	m
Spostamento reale d_{k0}				0,40	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,43	m

Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$	0,23	m/s ²
T_{slv}^*	4,63	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,173	m
	VERIFICATA 209%	

La verifica lineare del ribaltamento in oggetto risulta non verificata, ma la probabilità che il cinematismo si attivi nella realtà è bassa, in quanto non sono presenti lesioni in corrispondenza della formazione della cerniera o in altri punti della parete.

7.2.2.8 Meccanismo C8: Parete C3

Si studia il ribaltamento della parete C3, con formazione della cerniera cilindrica all'altezza della copertura dello sgabuzzino, per una lunghezza di 4,5 m (Figura 7.23).

Il modo associato al cinematismo è il numero 12 con un periodo di 0,193 s.

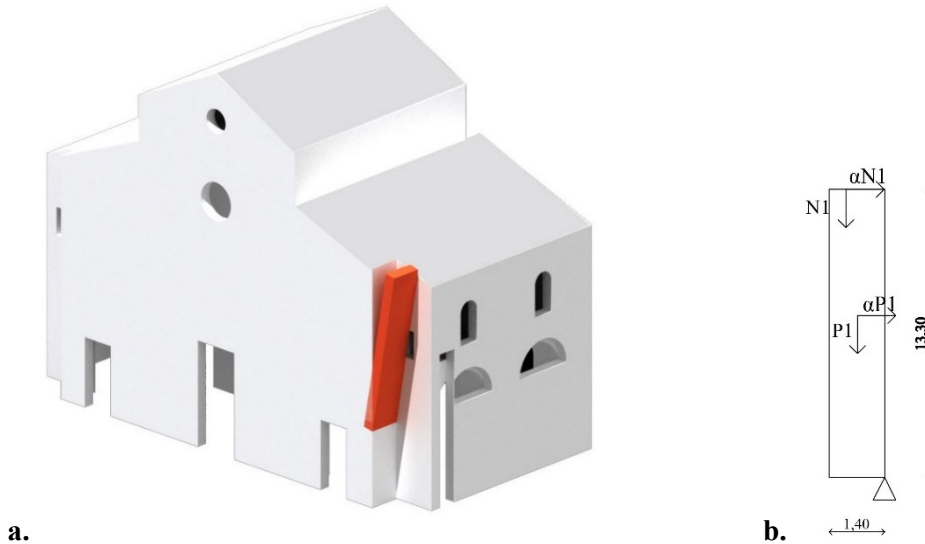


Figura 7.23 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.27 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.27 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			925,20	0,70	6,76
N1			5,35	0,93	13,30
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	930,55	kN	M_s	563,39	kNm
Arretramento t	9,59	cm	M_r	6325,56	kNm
			α_0	0,089	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				5,83	m
Massa partecipante M_0^*				94,35	t
PFA _{slv} di domanda				0,99	m/s ²
ag ^{*slv} di capacità				1,46	m/s ²
				VERIFICATA 147%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,089	Rad
h_k				6,80	m
Spostamento reale d_{k0}				0,61	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,61	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,44	m/s ²
T_{slv}^*				3,93	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,08	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,243	m
				VERIFICATA 293%	

7.2.2.9 Meccanismo C9: Parete C5

Si studia il ribaltamento della parete C5 nel punto di intersezione con la copertura della struttura adiacente, con la formazione della cerniera cilindrica in questo punto e di lunghezza pari a 5,30 m (Figura 7.24).

Il modo associato al cinematismo è il numero 41 con un periodo di 0,106 s.

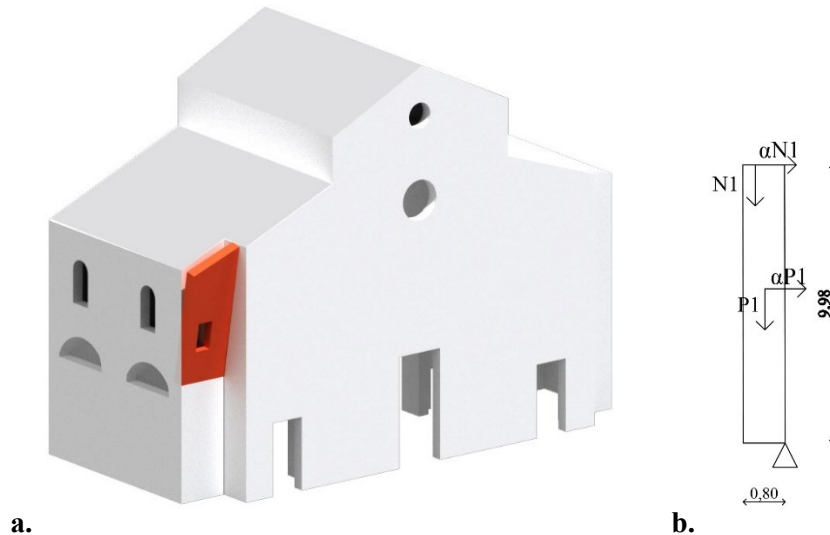


Figura 7.24 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Figura 7.28 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.28 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			836,10	0,40	5,10
N1			5,00	0,53	9,98
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	841,10	kN	M_s	270,98	kNm
Arretramento t	7,35	cm	M_r	4314,00	kNm
			α_0	0,062	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				9,26	m
Massa partecipante M_0^*				85,28	t
PFA _{slv} di domanda				1,25	m/s ²
ag [*] slv di capacità				1,03	m/s ²
				NON VERIFICATA 82%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,063	Rad
h_k				5,13	m
Spostamento reale d_{k0}				0,32	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,32	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,31	m/s ²
T_{slv}^*				3,41	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,129	m
				VERIFICATA 156 %	

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Il quadro fessurativo reale della parete non restituisce deformazioni per cui si possa pensare all'attivazione di tale cinematismo, nonostante la verifica non sia soddisfatta.

7.2.2.10 Meccanismo C10: ribaltamento parete C2

Viene studiato il ribaltamento anche della parete C2, con formazione della cerniera cilindrica in corrispondenza dell'intersezione con la copertura dell'edificio adiacenze, di lunghezza 3,65 m (Figura 7.25).

Il modo associato al cinematismo è il numero 15 con un periodo di 0,182 s.

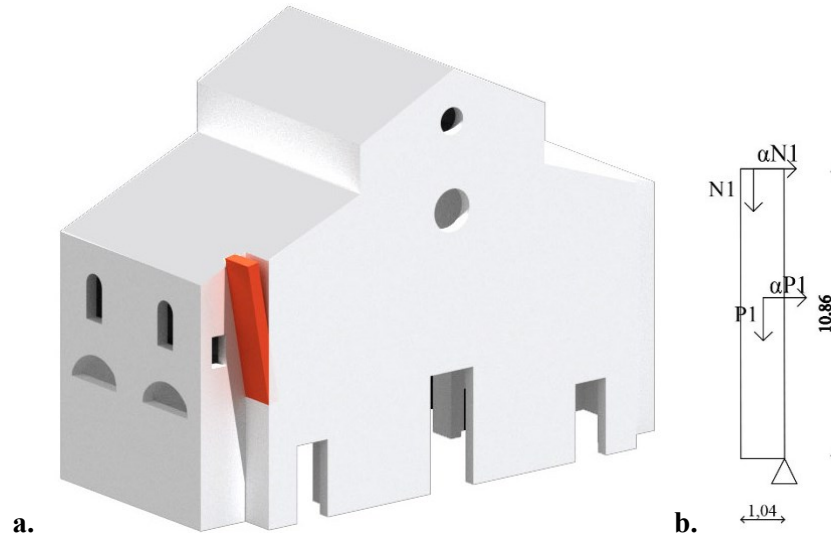


Figura 7.25 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.29 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.29 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			654,48	0,52	5,52
N1			17,21	0,69	10,86
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	671,69	kN	M_s	294,93	kNm
Arretramento t	8,53	cm	M_r	3799,59	kNm
			α_0	0,077	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				9,26	m
Massa partecipante M_0^*				66,97	t
PFA _{slv} di domanda				1,50	m/s ²
ag*slv di capacità				1,29	m/s ²
				NON VERIFICATA 86 %	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,078	Rad
h_k				5,66	m
Spostamento reale d_{k0}				0,44	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,45	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,39	m/s ²
T_{slv}^*				3,58	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,179	m
				VERIFICATA 216%	

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Come per il Meccanismo C9, anche per il C10 non si riscontrano corrispondenze con il quadro fessurativo reale, pertanto, si ritiene bassa la probabilità di attivazione di tale meccanismo.

7.2.2.11 Meccanismo C11: Facciata navata sud

Viene di seguito valutato il ribaltamento della sola parte di facciata corrispondente alla navata laterale sud, con la formazione della cerniera cilindrica alla base della stessa, per una lunghezza di 7,3 m (Figura 7.26).

Il modo associato al cinematismo è il numero 4 con un periodo di 0,320 s.

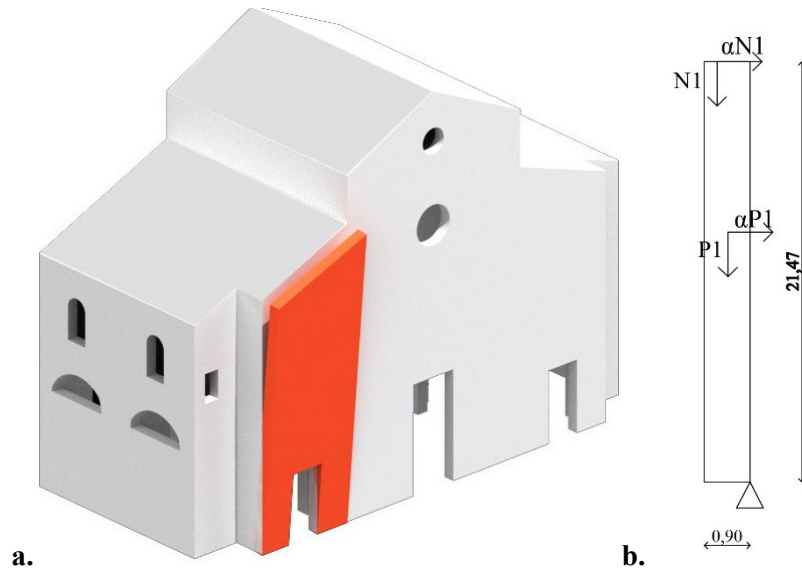


Figura 7.26 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.30 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.30 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			2174,22	0,45	11,39
N1			11,00	0,60	21,47
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	2185,22	kN	M_s	681,63	kNm
Arretramento t	13,88	cm	M_r	25000,50	kNm
			α_0	0,027	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0			0		m
Massa partecipante M_0^*			221,89		t
PGA _{,slv} di domanda			1,40		m/s ²
ag ^{*slv} di capacità			0,44		m/s ²
			NON VERIFICATA 32%		
Verifica SLV non lineare					
θ_0			0,027		Rad
h_k			11,44		m
Spostamento reale d_{k0}			0,31		m
Spostamento spettrale d_0^*			0,31		m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$			0,13		m/s ²
T_{slv}^*			5,10		s
Spostamento di domanda d_{slv}			0,082		m
Spostamento di capacità d_{slv}^*			0,125		m
			VERIFICATA 151%		

Il macroelemento suggerito dalle analisi pushover risulta non verificato allo SLV lineare, con un coefficiente di attivazione piuttosto basso. Dal danno emerso dal rilievo delle criticità, dal rilievo nel sottotetto della navata sono evidenti delle lesioni a entrambi i lati della porzione di muratura esaminata (Figura 3.40). Questo è a favore dell'attivazione del meccanismo, rendendo la possibilità che si verifichi medio-alta; nonostante ciò, non sono stati registrati spanciamenti o deformazioni fuori piano.

7.2.2.12 Meccanismo C12: Facciata navata nord

Viene di seguito valutato il ribaltamento della sola parte di facciata corrispondente alla navata laterale nord, con la formazione della cerniera cilindrica alla base della stessa, per una lunghezza di 7,11 m (Figura 7.27).

Il modo associato al cinematismo è il numero 45 con un periodo di 0,099 s.

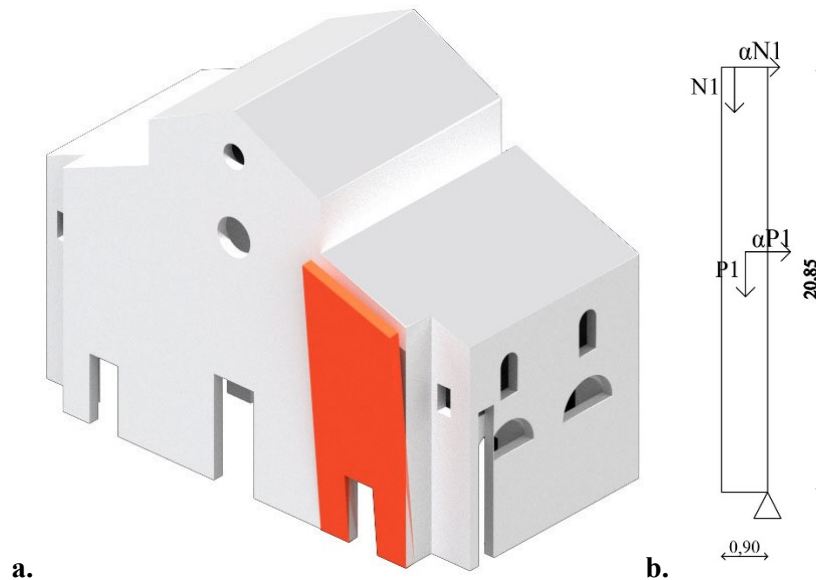


Figura 7.27 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.31 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.31 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			2149,92	0,45	11,36
N1			71,39	0,60	20,85
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	2221,31	kN	M_s	688,45	kNm
Arretramento t	14,48	cm	M_r	25911,60	kNm
			α_0	0,026	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				221,86	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag ^{*slv} di capacità				0,44	m/s ²
				NON VERIFICATA 31%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,027	Rad
h_k				11,66	m
Spostamento reale d_{k0}				0,31	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,32	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,13	m/s ²
T_{slv}^*				5,15	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,126	m
				VERIFICATA 152%	

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Il ribaltamento in questione non risulta verificato, con un coefficiente di attivazione basso; a differenza della navata sud, nella navata nord non sono presenti lesioni nella struttura ai lati del meccanismo esaminato, decretando così una minor probabilità che questo si attivi.

7.2.2.13 Meccanismo C13: Facciata navata centrale

Viene di seguito valutato il ribaltamento della sola parte di facciata corrispondente alla navata centrale, con la formazione della cerniera cilindrica alla base della stessa, per una lunghezza di 18,37 m (Figura 7.27).

Il modo associato al cinematismo è il numero 5 con un periodo di 0,278 s.

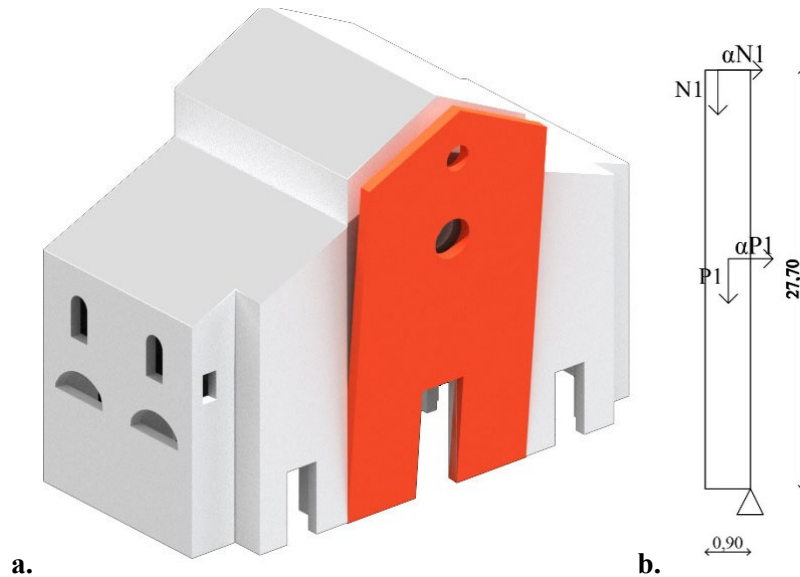


Figura 7.28 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.32 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.32 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			8715,06	0,45	14,36
N1			54,08	0,60	27,70
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	8769,14	kN	M_s	2012,87	kNm
Arretramento t	22,13	cm	M_r	126646,00	kNm
			α_0	0,015	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				889,24	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,26	m/s ²
NON VERIFICATA 18%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,016	Rad
h_k				14,44	m
Spostamento reale d_{k0}				0,23	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,09	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,08	m/s ²
T_{slv}^*				5,73	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,092	m
VERIFICATA 111%					

Il ribaltamento della facciata corrispondente alla navata centrale potrebbe essere favorito dalla discontinuità evidente, già citata per il meccanismo C11 e per il fatto che non presenta orizzontamenti intermedi rigidi che applichino una forza di trattenimento. Pertanto, si ritiene che in caso di evento sismico, tale meccanismo abbia la possibilità di verificarsi.

7.2.2.14 Meccanismo C14: Cantonale sud

Dalle analisi pushover è emerso come potrebbe formarsi un macro-elemento nel cantonale a sud della facciata; di seguito viene analizzato considerando la formazione della cerniera cilindrica a terra, per una lunghezza di 2,40 m (Figura 7.29).

Il modo associato al cinematismo è il numero 15 con un periodo di 0,182 s.

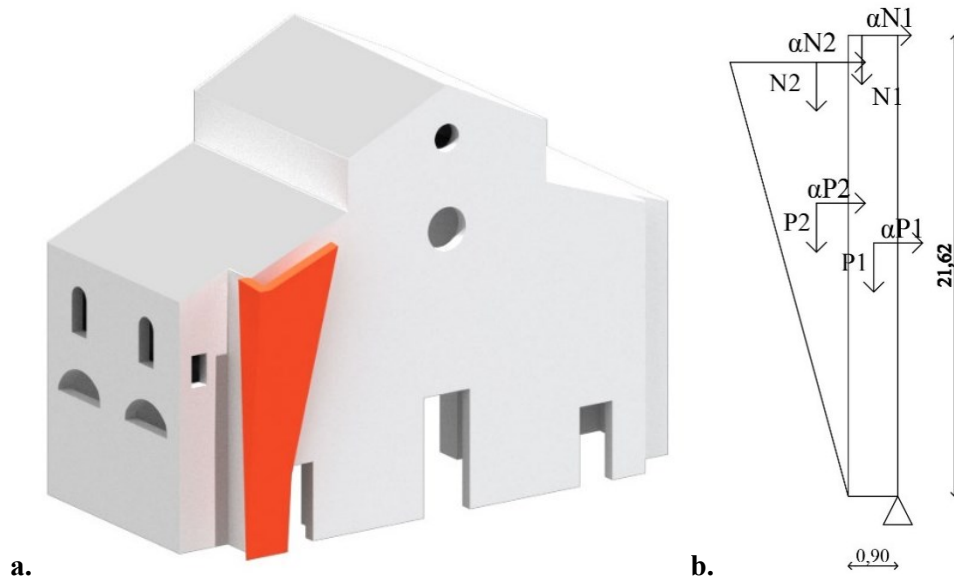


Figura 7.29 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.33 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.33 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche	P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1	492,66	0,45	10,97
P2	372,60	1,37	12,12
N1	6,67	0,60	21,62
N2	17,06	1,37	20,27
Arretramento cerniera t		Calcolo coefficiente di collasso	
Massa totale	888,99	kN	M_s
Arretramento t	17,17	cm	M_r
			α_0
			0,058
Verifica SLV lineare			
Quota della cerniera H_0		0	m
Massa partecipante M_0^*		89,98	t
PGA _{,slv} di domanda		1,40	m/s ²
ag*slv di capacità		0,97	m/s ²
NON VERIFICATA 69%			
Verifica SLV non lineare			
θ_0		0,058	Rad
h_k		11,71	m
Spostamento reale d_{k0}		0,68	m
Spostamento spettrale d_0^*		0,70	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$		0,29	m/s ²

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

T_{slv}^*	5,16	s
Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,278	m
	VERIFICATA 335 %	

Come visto al Paragrafo 3.2.3, sopra il portale della navata laterale sud, si sviluppa una lesione (al momento risanata) che si estende fino all'intradosso della copertura, coerentemente con il macroelemento individuato in Figura 7.29. Si ricorda anche la presenza di una lesione in corrispondenza di tale cantonale, che porta ad escludere l'attivazione del meccanismo di cantonale.

7.2.2.15 Meccanismo C15: Porzione facciata sud

Si considera anche solo il ribaltamento della porzione di facciata sud compreso nel meccanismo C14, con la formazione della medesima cerniera cilindrica alla base (Figura 7.30).

Il modo associato al cinematismo è il numero 15 con un periodo di 0,182 s.

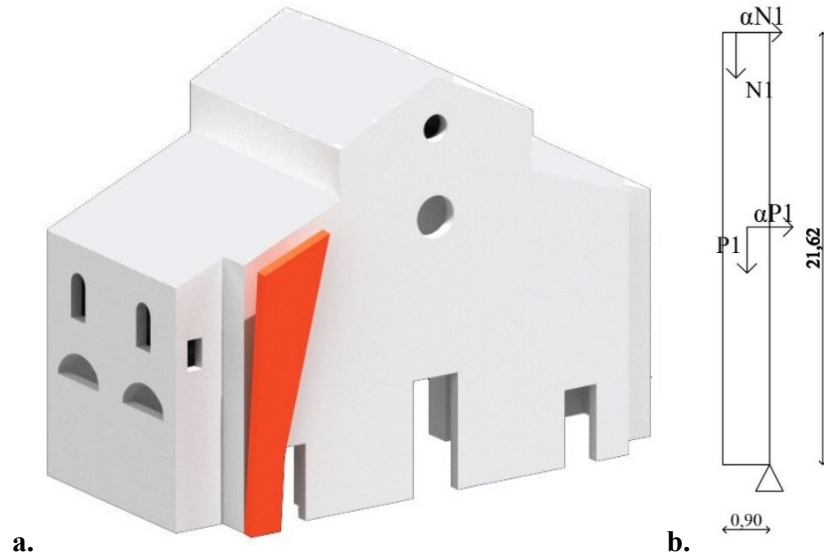


Figura 7.30 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.34 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.34 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			492,66	0,45	10,97
N1			6,67	0,60	21,62
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	499,33	kN	M_s	177,51	kNm
Arretramento t	9,64	cm	M_r	5548,59	kNm
			α_0	0,032	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				50,29	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag ^{*slv} di capacità				0,52	m/s ²
NON VERIFICATA 37%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,032	Rad
h_k				11,11	m
Spostamento reale d_{k0}				0,36	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,36	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,16	m/s ²
T_{slv}^*				5,02	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,143	m
VERIFICATA 173 %					

A differenza del meccanismo C14, il C15, di sola facciata, ha buona probabilità di attivarsi, in quanto nella realtà risulta delimitato da due lesioni esistenti, che rappresentano un elemento di discontinuità con la struttura restante. Inoltre, in tale navata, la copertura è ordita parallelamente al macroelemento, non esercitando per cui alcuna azione di trattenimento.

7.2.2.16 Meccanismo C16: Cantonale nord

Il medesimo ragionamento viene applicato anche al cantonale della facciata posto a nord, sempre basandosi sull'individuazione dei macroelementi dalle analisi pushover. La cerniera cilindrica si forma alla base della parete, per una lunghezza pari a 2,40 m (Figura 7.31).

Il modo associato al cinematismo è il numero 12 con un periodo di 0,193 s.

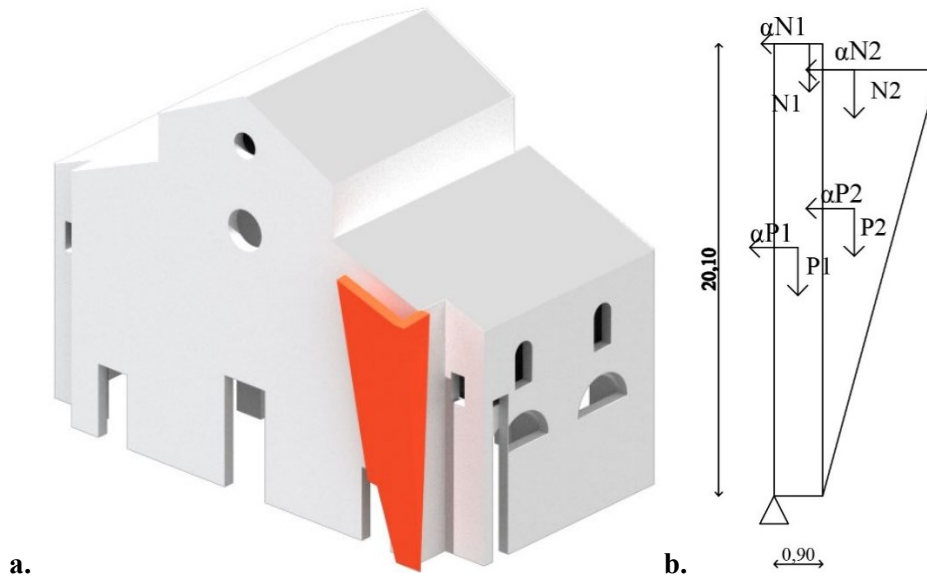


Figura 7.31 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.35 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.35 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			798,66	0,45	12,57
P2			484,20	1,38	13,78
N1			63,00	0,60	20,10
N2			5,71	1,37	19,00
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1351,57	kN	M_s	742,28	kNm
Arretramento t	24,48	cm	M_r	18086,30	kNm
			α_0	0,041	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				135,74	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,68	m/s ²
NON VERIFICATA 48%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,041	Rad
h_k				13,38	m
Spostamento reale d_{k0}				0,55	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,56	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,20	m/s ²
T_{slv}^*				5,51	s

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Spostamento di domanda d_{slv}	0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*	0,222	m
	VERIFICATA 269%	

Il cantonale posto a nord della facciata risulta non verificato allo SLV lineare con un coefficiente di attivazione ben al di sotto dell'accelerazione di sicurezza. Nella chiesa all'interno del portale di accesso alla navata laterale nord è presente una lesione che genera una discontinuità nella facciata. L'ammorsamento del cantonale sembra buono, pertanto, il meccanismo potrebbe attivarsi.

7.2.2.17 Meccanismo C17: Porzione facciata nord

Si verifica anche il ribaltamento della sola porzione di facciata, con la formazione della medesima cerniera cilindrica del meccanismo C16 (Figura 7.32).

Il modo associato al cinematismo è il numero 12 con un periodo di 0,193 s.

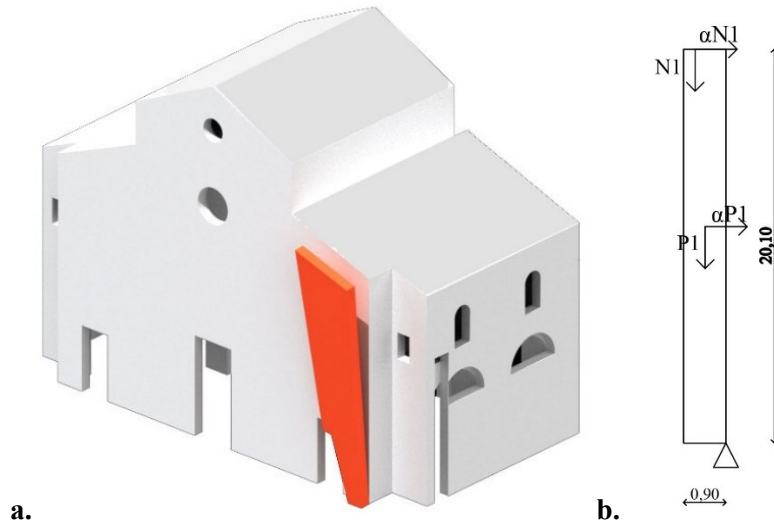


Figura 7.32 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.36 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.36 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			798,66	0,45	12,57
N1			63,00	0,60	20,10
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	861,66	kN	M_s	262,69	kNm
Arretramento t	15,60	cm	M_r	11305,50	kNm
			α_0	0,023	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				85,91	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,0,38	m/s ²
NON VERIFICATA 27%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,023	Rad
h_k				13,12	m
Spostamento reale d_{k0}				0,30	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,31	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,12	m/s ²
T_{slv}^*				5,46	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,124	m
VERIFICATA 150%					

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

In relazione al meccanismo precedente (C16), quello analizzato ora ha una probabilità di attivarsi molto simile; nel caso in cui l'effettivo ammorsamento del cantonale non sia abbastanza buono.

7.2.2.18 Meccanismo C18: Facciata navata centrale sotto la volta a botte

Si calcola il cinematismo relativo all'attivazione del macroelemento composto dalla porzione di facciata al di sotto della volta a botte, in corrispondenza della navata centrale. La cerniera cilindrica si crea alla base della parete stessa, per una lunghezza di 18,37 m (Figura 7.33).

Il modo associato al cinematismo è il numero 5 con un periodo di 0,278 s.

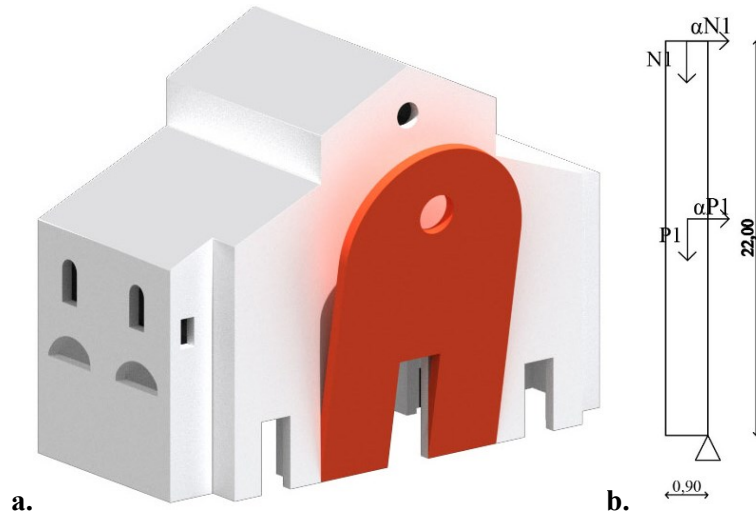


Figura 7.33 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.37 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.37 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			6874,20	0,45	11,69
N1			1894,94	0,45	22,00
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	8769,14	kN	M_s	2004,75	kNm
Arretramento t	22,13	cm	M_r	122048	kNm
			α_0	0,016	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				817,87	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
ag [*] slv di capacità				0,28	m/s ²
				NON VERIFICATA 20%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,016	Rad
h_k				13,92	m
Spostamento reale d_{k0}				0,23	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,25	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,09	m/s ²
T_{slv}^*				5,62	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,099	m
				VERIFICATA 120%	

Il ribaltamento della facciata centrale sotto la volta a botte, nonostante abbia un coefficiente di attivazione basso e la verifica lineare non soddisfatta, ha meno probabilità di attivarsi rispetto al Meccanismo C13. Infatti, non sono presenti lesioni o discontinuità in corrispondenza della volta a botte, pur essendo parte della muratura stata ricostruita nel secondo dopo guerra.

7.2.2.19 Meccanismo C19: Cuneo parete laterale nord

È stato individuato un macroelemento nella parete laterale nord, allo spigolo con la facciata principale della Cattedrale. Si considera la formazione della cerniera cilindrica, ad un'altezza da terra di 12,52 m, in corrispondenza dell'adiacenza del Battistero, per una lunghezza di 6,83 m (Figura 7.34).

Il modo associato al cinematismo è il numero 21 con un periodo di 0,144 s.

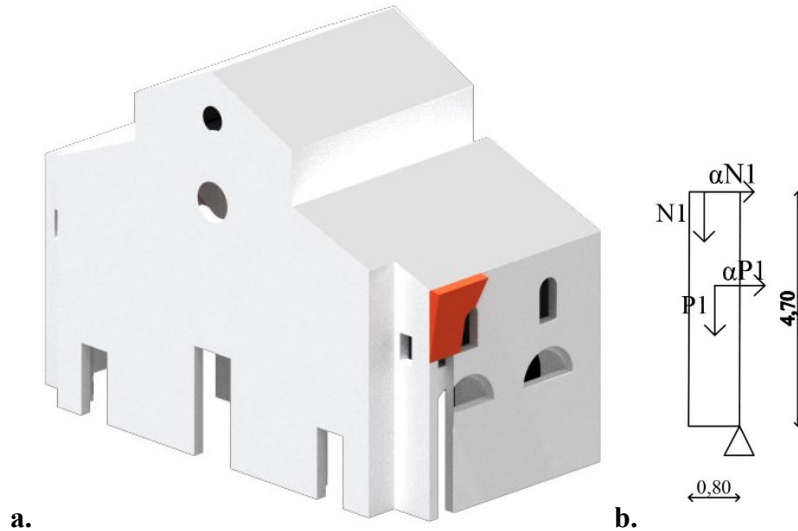


Figura 7.34 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.38 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.38 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			503,28	0,40	2,48
N1			12,19	0,53	4,70
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	515,47	kN	M_s	182,30	kNm
Arretramento t	4,94	cm	M_r	1305,43	kNm
			α_0	0,139	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				12,52	m
Massa partecipante M_0^*				51,62	t
PFA _{slv} di domanda				2,38	m/s ²
az [*] slv di capacità				2,32	m/s ²
				NON VERIFICATA 97%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,140	Rad
h_k				2,53	m
Spostamento reale d_{k0}				0,35	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,36	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,70	m/s ²
T_{slv}^*				2,40	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,143	m
				VERIFICATA 173%	

La cerniera del cuneo di parete laterale nord è posta in corrispondenza con l'intersezione della copertura del Battistero; infatti, l'area considerata è particolarmente soggetta all'interazione tra i due edifici. Pur presentando un coefficiente superiore all'accelerazione di sicurezza, non si esclude la possibilità dell'attivazione del meccanismo. L'interazione tra i due edifici in occasione di un evento sismico potrebbe provocare un fenomeno di martellamento nella zona di contatto, con effetti gravosi anche sul meccanismo analizzato, tra cui la formazione di lesioni nella fascia di intersezione tra Cattedrale e Battistero.

7.2.2.20 Meccanismo C20: Cuneo parete laterale sud

In corrispondenza della parete laterale sud si individua un cuneo, definito dalle deformazioni delle pushover, con formazione della cerniera cilindrica a 7,70 m da terra, per una lunghezza di 2,16 m (Figura 7.35).

Il modo associato al cinematismo è il numero 49 con un periodo di 0,095 s.

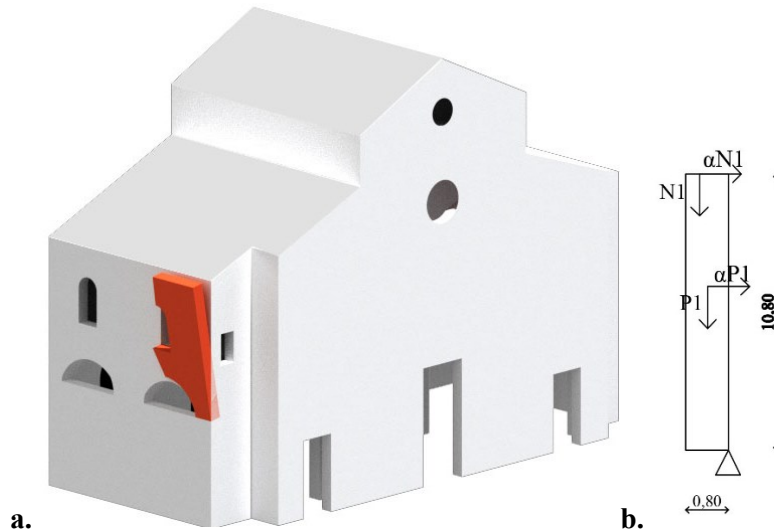


Figura 7.35 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.39 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.39 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			516,60	0,40	5,86
N1			49,49	0,53	10,80
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	566,09	kN	M_s	164,23	kNm
Arretramento t	12,15	cm	M_r	3561,80	kNm
			α_0	0,046	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				7,70	m
Massa partecipante M_0^*				55,00	t
PFA _{slv} di domanda				1,08	m/s ²
az*slv di capacità				0,79	m/s ²
NON VERIFICATA 73%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,046	Rad
h_k				6,29	m
Spostamento reale d_{k0}				0,29	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,30	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,24	m/s ²
T_{slv}^*				3,78	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,121	m
VERIFICATA 146%					

A lato della cerniera cilindrica del meccanismo è presente una parte di edificio del Vescovado, che determina un vincolo fino all'altezza della cerniera. La verifica lineare del macroelemento non risulta verificata, con conseguente attivazione del meccanismo. Tale cinematismo nella realtà ha una probabilità di verificarsi medio-bassa, in quanto non sono presenti elementi tali da ipotizzare la formazione della cerniera.

7.2.2.21 Meccanismo C21: Parete a fianco della navata centrale

Viene calcolato il cinematismo che interessa le pareti laterali che chiudono il sottotetto della navata centrale, con il ribaltamento della parete di lunghezza 19,50 m e altezza 2,70 m, con la formazione della cerniera cilindrica all'intersezione con la copertura laterale (Figura 7.36).

Il modo associato al cinematismo è il numero 12 con un periodo di 0,193 s.

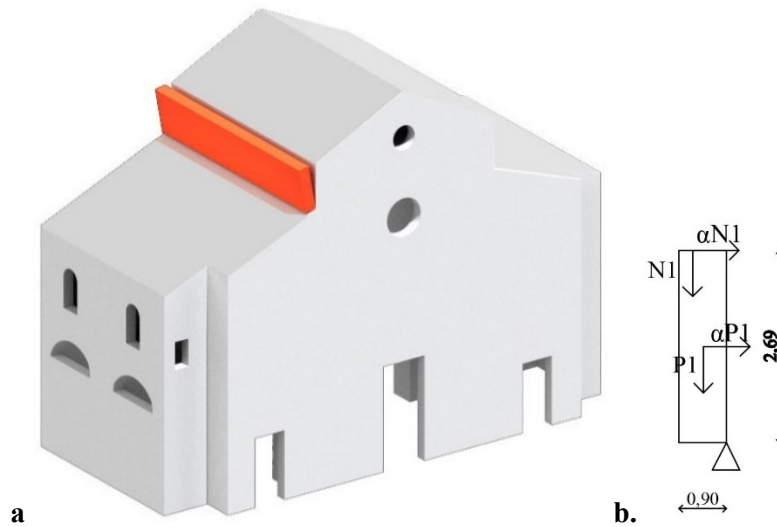


Figura 7.36 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.40 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.40 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			849,77	0,45	1,35
N1			464,31	0,60	2,69
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1314,08	kN	M_s	619,91	kNm
Arretramento t	3,12	cm	M_r	2391,93	kNm
			α_0	0,259	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				22,68	m
Massa partecipante M_0^*				119,09	t
PFA _{slv} di domanda				2,91	m/s ²
ag [*] slv di capacità				4,76	m/s ²
				VERIFICATA 163%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,259	Rad
h_k				1,82	m
Spostamento reale d_{k0}				0,47	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,53	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				1,43	m/s ²
T_{slv}^*				2,03	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,212	m
				VERIFICATA 256%	

7.2.2.22 Meccanismo C22: Parete laterale sud superiore

Si calcola il cinematismo che riguarda la parte superiore della parete laterale sud, sopra il vincolo esercitato dall'edificio del vescovado. Il ribaltamento di tale parete avviene attorno a una cerniera cilindrica di lunghezza 16,25 m ad un'altezza da terra di 10,50 m (Figura 7.37).

Il modo associato al cinematismo è il numero 49 con un periodo di 0,094 s.

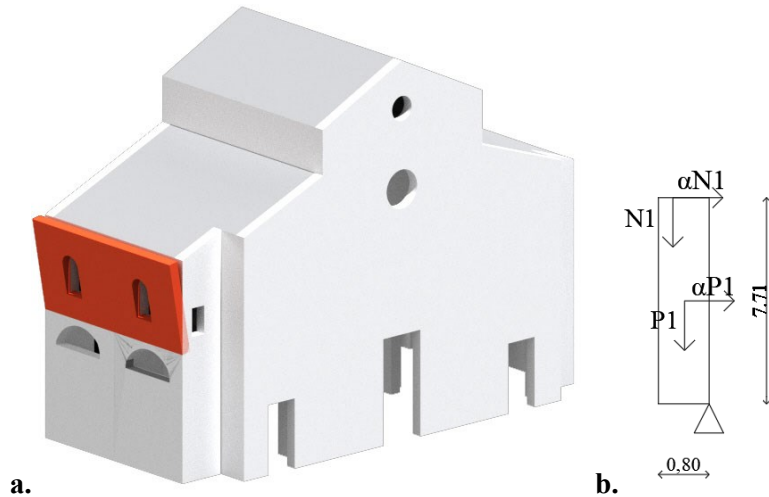


Figura 7.37 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.41 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.41 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			1635,41	0,40	3,35
N1			108,32	0,53	7,71
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1743,73	kN	M_s	625,15	kNm
Arretramento t	4,97	cm	M_r	6313,75	kNm
			α_0	0,099	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				10,50	m
Massa partecipante M_0^*				163,90	t
PFA _{slv} di domanda				1,50	m/s ²
ag [*] slv di capacità				1,75	m/s ²
VERIFICATA 117%					
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,099	Rad
h_k				3,62	m
Spostamento reale d_{k0}				0,36	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,39	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,53	m/s ²
T_{slv}^*				2,87	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,155	m
VERIFICATA 187%					

7.2.2.23 Meccanismo C23: Parete laterale sud a terra

Viene valutata la porzione di parete laterale sud per l'intera altezza, compresa tra la facciata e il vincolo del vescovado. Tale cinematismo verte su una cerniera cilindrica di lunghezza 8,13 m (Figura 7.38).

Il modo associato al cinematismo è il numero 49 con un periodo di 0,094 s.

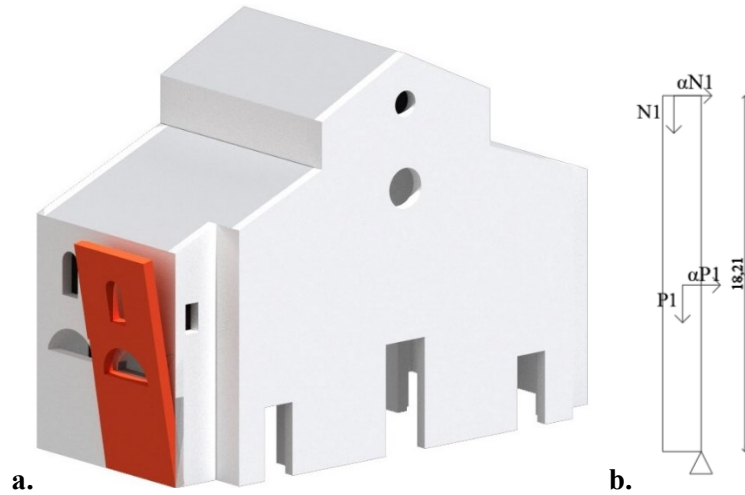


Figura 7.38 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.42 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.42 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			1893,60	0,40	8,80
N1			54,16	0,53	18,21
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1947,76	kN	M_s	569,73	kNm
Arretramento t	11,11	cm	M_r	17649	kNm
			α_0	0,032	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				0	m
Massa partecipante M_0^*				192,92	t
PGA _{,slv} di domanda				1,40	m/s ²
a0 [*] slv di capacità				0,54	m/s ²
				NON VERIFICATA 39%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,032	Rad
h_k				9,06	m
Spostamento reale d_{k0}				0,29	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,30	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,16	m/s ²
T_{slv}^*				4,54	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,120	m
				VERIFICATA 145%	

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

Nonostante il coefficiente di attivazione piuttosto basso, non vi sono elementi che inducono ad ipotizzare la possibilità di attivazione di tale meccanismo.

7.2.2.24 Meccanismo C24: Parete laterale nord tra le aperture

Viene valutato il meccanismo della porzione di muratura compresa tra le aperture laterali, posta al di sopra del corpo in adiacenza; si considera la formazione di una cerniera cilindrica di lunghezza 3,03 m ad un'altezza da terra di 7,90 m (Figura 7.39).

Il modo associato al cinematismo è il numero 21 con un periodo di 0,144 s.

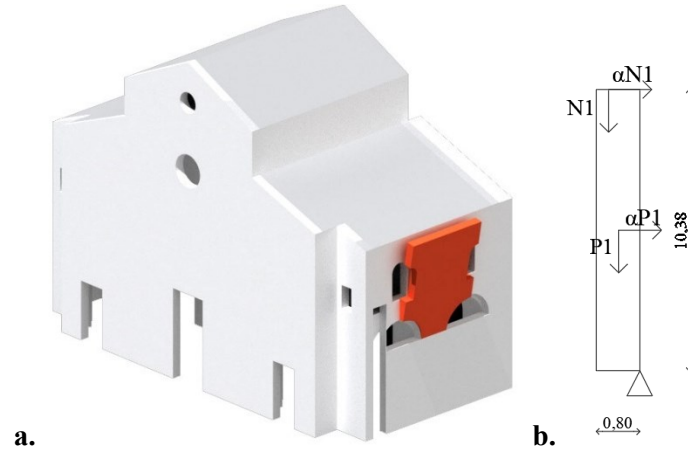


Figura 7.39 - a. Cinematismo; b. Applicazione dei carichi al cinematismo

Si riporta in Tabella 7.43 il calcolo del cinematismo e delle relative verifiche.

Tabella 7.43 - Cinematismo e verifiche

Masse sismiche			P_i [kN]	x_i [m]	y_i [m]
P1			993,60	0,40	5,20
N1			14,69	0,53	10,38
Arretramento cerniera t			Calcolo coefficiente di collasso		
Massa totale	1008,29	kN	M_s	249,66	kNm
Arretramento t	15,43	cm	M_r	5319,19	kNm
			α_0	0,046	
Verifica SLV lineare					
Quota della cerniera H_0				7,90	m
Massa partecipante M_0^*				101,37	t
PFA _{,slv} di domanda				1,41	m/s ²
az ^{*slv} di capacità				0,77	m/s ²
				NON VERIFICATA 55%	
Verifica SLV non lineare					
θ_0				0,047	Rad
h_k				5,28	m
Spostamento reale d_{k0}				0,25	m
Spostamento spettrale d_0^*				0,25	m
Accelerazione spettrale $a_{0,slv}^*$				0,23	m/s ²
T_{slv}^*				3,46	s
Spostamento di domanda d_{slv}				0,082	m
Spostamento di capacità d_{slv}^*				0,100	m
				VERIFICATA 121%	

7. Valutazione della vulnerabilità sismica

La verifica SLV lineare non è soddisfatta; nella realtà non vi è un quadro fessurativo che suggerisce la formazione della cerniera cilindrica nel punto indicato per tale meccanismo.

7.2.3 Considerazioni finali

È possibile ora ricapitolare i risultati ottenuti dai cinematismi e dalle relative verifiche, in modo da individuare i macroelementi maggiormente a rischio se sottoposti ad un'azione sismica. Di seguito in Tabella 7.44 vengono riportati i dati relativi al Battistero.

Tabella 7.44 - Risultati Battistero

Meccanismo	Coefficiente di attivazione α_0	Verifica SLV lineare $q_{a,slv} \geq PGA_{SLV}$	Rapporto di verifica	Verifica SLV non lineare $d_{SLV} \geq d_{SLV}$	Rapporto di verifica
B1	0,054	0,91<1,40	65%	0,167>0,082	201%
B2	0,076	1,30<1,40	93%	0,196>0,082	236%
B3	0,015	0,26<1,40	19%	0,130>0,082	158%
B4	0,034	0,63<2,42	26%	0,170>0,082	206%
B5	0,197	3,59>2,86	125%	0,056<0,082	68%
B6	0,057	0,69<1,40	49%	0,117>0,082	141%
B7	0,102	1,81>1,50	120%	0,095>0,082	115%
B8	0,064	1,14<1,60	71%	0,091>0,082	110%
B9	0,258	4,41>1,60	276%	0,376>0,082	453%
B10	0,0039	0,071<2,32	3%	0,299>0,082	125%
B11	0,161	2,97>2,87	103%	0,100>0,082	115%
B12	0,0026	0,044<1,40	3%	0,183>0,082	221%
B13	0,068	1,14>0,81	142%	0,117>0,082	141%
B14	0,0028	0,046<1,40	3%	0,153>0,082	185%
B15	0,169	2,24>1,03	218%	0,235>0,082	284%

Svolgendo anche un confronto grafico delle percentuali di verifica ottenute dalle verifiche SLV lineare e non lineare, si ottiene il Grafico 19.

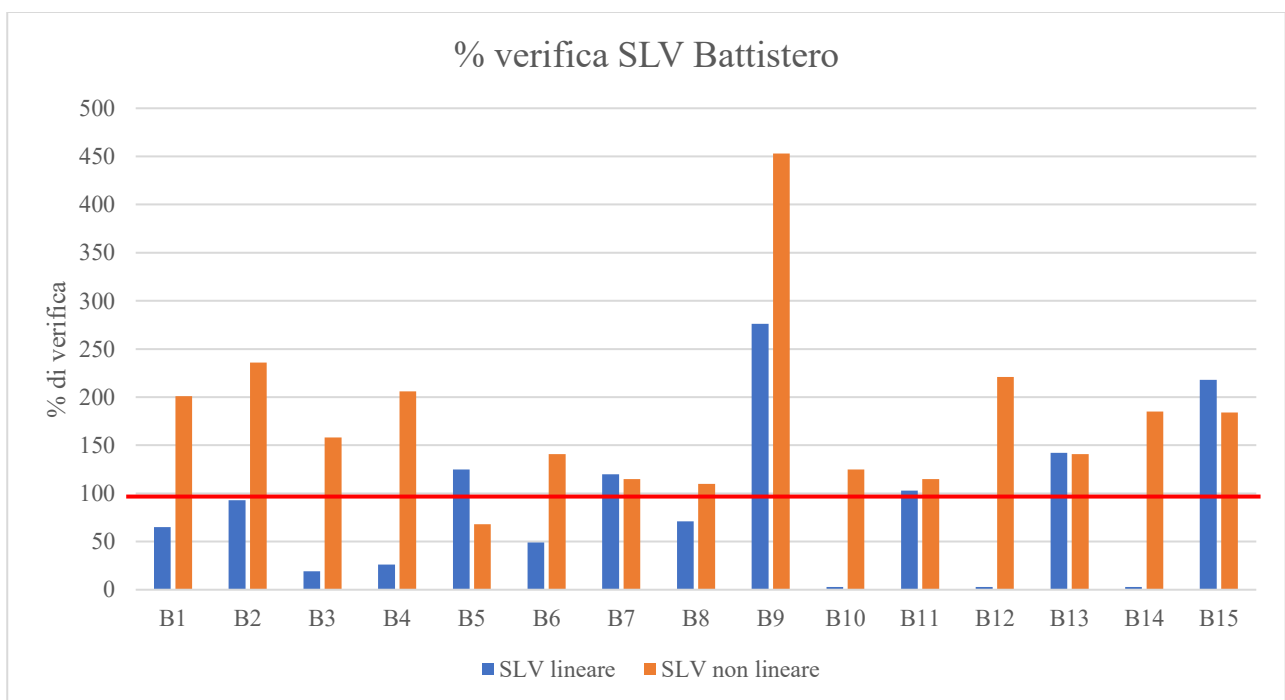


Grafico 19 - Istogramma del rapporto capacità/domanda dei macroelementi del Battistero

È evidente che la verifica in termini di spostamento massimo (SLV non lineare) risulta generalmente superata in maniera soddisfacente da quasi tutti i cinematismi. La verifica SLV lineare invece, in termini di accelerazione, risulta in molti casi non soddisfatta. È necessario però valutare assieme a questi risultati anche la probabilità che i meccanismi che non soddisfano la verifica possano realmente attivarsi.

Tra i macroelementi non verificati maggiormente a rischio ci sono sicuramente le cupole (B4 e B10), che risentono ancora dei danni e soprattutto delle deformazioni subite con lo scoppio della bomba, che ne aveva pregiudicato la statica. Particolarmente vulnerabile è anche la parte superiore della parete est, che presenta un esteso quadro fessurativo, soprattutto internamente, per cui il meccanismo B8 ha una media probabilità di attivarsi.

La parete sud (B12) e la parete ovest (B14) presentano delle verifiche parecchio gravose, che ne indicherebbero un'altissima vulnerabilità; alla luce del confronto con il danno reale, non vi sono sentori di attivazione di tali meccanismi. Ciononostante, su di esse viene applicata una spinta orizzontale onerosa da parte della cupola, attraverso i pennacchi, che non viene contrastata, generando una situazione non equilibrata. Questo fattore nel caso di una buona qualità muraria e in assenza di lesioni particolari non grava particolarmente sul meccanismo; nel caso invece in cui, la muratura venisse danneggiata e si formassero altre lesioni, la spinta della cupola potrebbe avere un effetto decisivo sul ribaltamento dei meccanismi analizzati.

In Tabella 7.45 vengono riassunti i risultati ottenuti dai cinematismi e dalle relative verifiche per l'edificio della Cattedrale.

Tabella 7.45 - Risultati Cattedrale

Meccanismo	Coefficiente di attivazione α_0	Verifica SLV lineare $q_{a,slv}^* \geq PGA_{SLV}$	Rapporto di verifica	Verifica SLV non lineare $d_{SLV}^* \geq d_{SLV}$	Rapporto di verifica
C1	0,033	0,55<1,50	39%	0,179>0,082	216%
C2	0,036	0,60<1,02	59%	0,127>0,082	153%
C3	0,040	0,67<1,02	65%	0,140>0,082	169%
C4	0,154	2,57>2,41	106%	0,166>0,082	201%
C5	0,359	6,17>2,65	232%	0,184>0,082	222%
C6	0,050	0,84<2,30	36%	0,080<0,082	96%
C7	0,042	0,75<0,80	94%	0,173>0,082	209%
C8	0,089	1,46>0,99	147%	0,243>0,082	293%
C9	0,062	1,03<1,25	82%	0,129>0,082	156%
C10	0,077	1,29<1,50	86%	0,179>0,082	216%
C11	0,027	0,44<1,40	32%	0,125>0,082	151%
C12	0,026	0,44<1,40	31%	0,126>0,082	152%
C13	0,015	0,26<1,40	18%	0,092>0,082	111%
C14	0,058	0,97<1,40	69%	0,278>0,082	335%
C15	0,032	0,52<1,40	37%	0,143>0,082	173%
C16	0,041	0,68<1,40	48%	0,222>0,082	269%
C17	0,023	0,38<1,40	27%	0,124>0,082	150%
C18	0,016	0,28<1,40	21%	0,099>0,082	120%
C19	0,139	2,32<2,38	97%	0,143>0,082	173%
C20	0,046	0,79<1,08	73%	0,121>0,082	146%
C21	0,259	4,76>2,91	163%	0,212>0,082	256%
C22	0,099	1,75>1,50	117%	0,155>0,082	187%
C23	0,032	0,54<1,40	38%	0,120>0,082	145%
C24	0,046	0,77<1,41	55%	0,100>0,082	121%

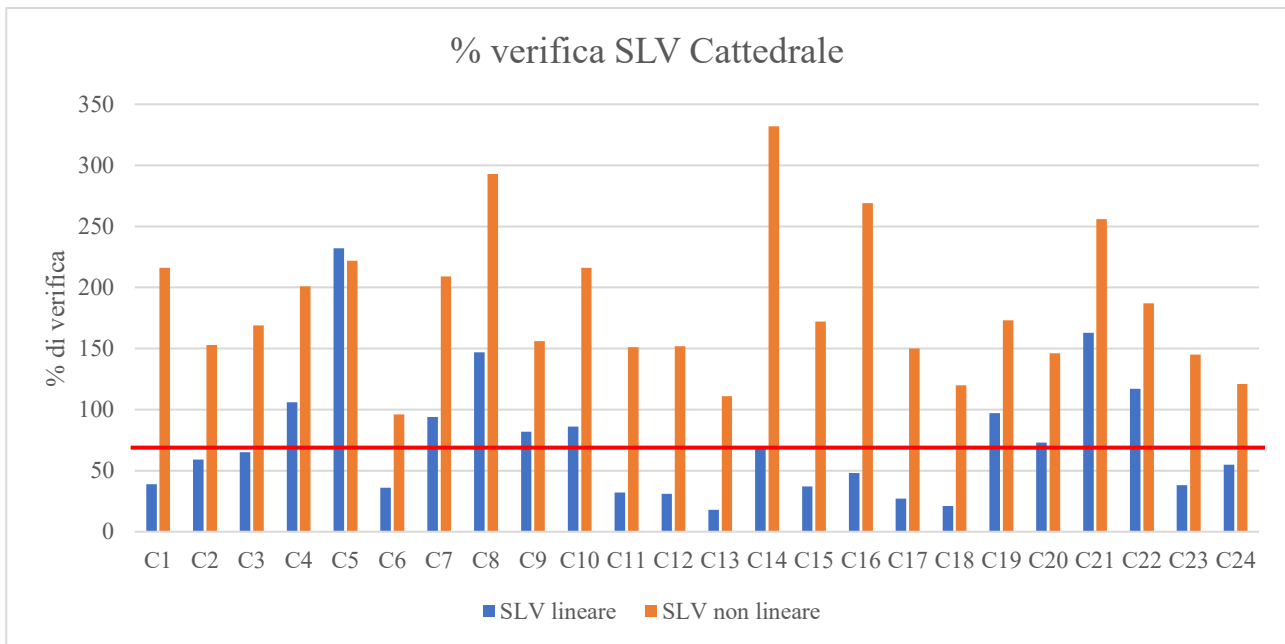


Grafico 20 - Istogramma del rapporto capacità/domanda dei macroelementi della Cattedrale

Come per il Battistero, anche per la Cattedrale le verifiche non lineari risultano pienamente soddisfatte, contrariamente a quelle lineari (Grafico 20). Si nota come la maggior parte della struttura sia soggetta a una capacità di accelerazione inferiore alla domanda.

Ponderando questa valutazione analitica con il danno reale e le condizioni attuali dell'edificio, si possono approfondire tali valutazioni.

La maggior parte dei meccanismi considerati per la Cattedrale sono meccanismi di facciata; tra questi ve ne sono alcuni più probabili e altri meno. È molto più probabile l'attivazione di un meccanismo locale di facciata, come C11 a causa delle lesioni presenti in controfacciata, o ancora di più C14 e C15, che corrispondono a delle discontinuità importanti della muratura.

In corrispondenza della navata centrale, è più probabile che si verifichi un cinematismo come C13, rispetto al C18, perché è presente una discontinuità maggiore tra la facciata e le pareti ad essa ortogonale che tra due porzioni adiacenti della facciata stessa.

In relazione alla parte superiore della facciata, il ribaltamento del timpano che ha più probabilità di verificarsi è quello indicato dal meccanismo C6, che corrisponde alla porzione di muratura ricostruita nel secondo dopo guerra. È probabile che si attivi se si considera il fatto che potrebbe esservi una discontinuità con la muratura originaria, e la copertura ordita parallelamente ad esso con ha alcuna azione di trattenimento sul macroelemento.

8 Conclusioni

L'obiettivo del presente tema di tesi è quello di studio e valutazione della vulnerabilità sismica del complesso Cattedrale-Battistero con particolare riferimento alle problematiche di interazione strutturale tra i due corpi edilizi, mediante l'utilizzo di modelli numerici.

Per raggiungere tale scopo sono state applicate le Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, applicando in primo luogo un percorso di conoscenza a partire dall'analisi storico-critica. Questo è stato implementato e perfezionato anche grazie alle analisi visive dai sopralluoghi in sito, che hanno permesso di affinare i rilievi del danno e delle vulnerabilità. Sono stati infine analizzati i risultati delle indagini condotte precedentemente alla stesura di tale tesi per il Battistero, ed è stato valutato un piano di indagine per l'edificio della Cattedrale. Successivamente sono stati applicati i livelli di analisi previsti nelle Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale (LV1, LV2 e LV3).

Quello che è emerso dal percorso di conoscenza è che il caso studio è un aggregato edilizio molto articolato e complesso, costituito da edifici di grandi dimensioni ed inserito in un tessuto urbano interessato da importanti trasformazioni nel corso dei secoli. La Cattedrale venne ricostruita più volte, e fu nell'ultima riedificazione che su progetto del Frigimelica, venne modificato il posizionamento della facciata principale, avanzandola nella posizione in cui si trova oggi. Tale modifica ha comportato inglobamento di parte del Battistero, definendo l'attuale interazione tra i due edifici.

Gli edifici hanno subito pesanti danneggiamenti durante i due conflitti mondiali e sono stati colpiti da ordigni che hanno provocato danni, apertura di lesioni e conseguente indebolimento delle strutture murarie, sia verticali che orizzontali. Gli interventi effettuati nei due dopo guerra hanno solamente riparato i danni, che risultano tuttora presenti; per esempio la parete sud, di connessione tra Cattedrale e Battistero, che presenta un quadro fessurativo importante.

Per raggiungere l'obiettivo preposto, viene svolta una modellazione numerica avanzata dei due corpi di fabbrica, implementando i modelli costitutivi dei materiali non lineari. Vengono eseguite delle analisi strutturali statiche e sismiche per lo studio dell'interazione strutturale e la valutazione degli effetti di possibili fenomeni di martellamento in caso di sisma.

Il percorso di conoscenza applicato, affiancato da modellazioni numeriche e analisi strutturali ha consentito di simulare numericamente il danneggiamento delle strutture in caso di sisma, individuare l'attivazione dei meccanismi di collasso più probabili e confrontare il danno reale con quello riprodotto dai modelli FEM, per studiare l'origine sismica dei danni e valutare le conseguenze dal punto di vista strutturale. È stato possibile studiare l'interazione Cattedrale-Battistero e le conseguenze in termini di danneggiamento delle opere, in particolare per la struttura affrescata del Battistero. Tramite analisi modali si è caratterizzata la risposta dinamica, definendo i modi globali e locali di vibrare delle strutture, associando a ciascun cinematico identificato il relativo periodo proprio di vibrazione andando ad affinare l'analisi cinematica. Infine si è applicato l'approccio cinematico (LV2), al fine di individuare le maggiori criticità e quantificare la vulnerabilità sismica dei due edifici.

Dall'analisi FEM del Battistero è emerso come risulti particolarmente vulnerabile la parete est, valutata anche dall'analisi cinematica da cui si è ricavato un coefficiente di attivazione del meccanismo (B8) pari a $\alpha_0=0,064$ e la verifica allo SLV lineare non soddisfatta al 71%. Si è riscontrata invece la situazione critica che interessa entrambe le cupole, che risentono ancora delle sollecitazioni e dei danni subiti durante i due conflitti mondiali; la cupola principale (meccanismo B10) ha un coefficiente di attivazione pari a $\alpha_0=0,0039$ con una verifica non soddisfatta al 3%, mentre la cupola dell'abside (meccanismo B4) ha coefficiente $\alpha_0=0,034$ e verifica lineare non soddisfatta al 26%. Tali elementi sono tra quelli con più probabilità di attivazione, considerando la vulnerabilità riscontrata.

Un'altra problematica evidente è data dalle spinte statiche non contrastate che le cupole esercitano sulle pareti laterali della struttura. Infatti, i cinematici riguardanti sia la parete sud che quella ovest del Battistero hanno restituito dei coefficienti di attivazione rispettivamente $\alpha_0=0,0026$ e $\alpha_0=0,028$, con la verifica lineare non

soddisfatta al 3%. Viene infine valutato un indice di sicurezza per la struttura secondo LV2, che corrisponde a quello del cinematismo più gravoso $I=0,03$; calcolando una vulnerabilità media per l'edificio si ottiene un valore $I_{\text{globale}}=0,87$. Seguendo invece l'approccio per meccanismi semplificati (LV1) si ottiene un indice di vulnerabilità pari a 0,62.

Rilevanti per entrambi gli edifici sono l'assenza di orizzontamenti rigidi e ben connessi, in modo da garantire un comportamento scatolare e l'assenza di incatenamenti efficaci. Infatti, per i meccanismi di ribaltamento della facciata valutati per la Cattedrale si ottengono valori di α_0 molto bassi, in quanto non sono presenti elementi di trattenimento. Il meccanismo dell'intera facciata (C1) presenta $\alpha_0=0,033$ e la verifica SLV lineare non soddisfatta al 39%; altri meccanismi locali di facciata come il C15 o C17, oltre ad essere suggeriti dal quadro di danno reale, presentano coefficiente di attivazione rispettivamente pari a $\alpha_0=0,031$ e $\alpha_0=0,023$, con verifiche lineari non soddisfatte al 37% e 27%.

Considerando anche le ricostruzioni effettuate nei due dopo guerra, si riscontra che la porzione di muratura ricostruita del timpano sia particolarmente vulnerabile. Questo, dato sia dalle differenti epoche costruttive, sia dall'assenza di elementi di trattenimento della muratura, come tiranti o orizzontamenti; valutando tale parete tramite l'analisi cinematica (meccanismo C6) si ottiene $\alpha_0=0,050$ e la verifica non soddisfatta al 50%.

Valutando l'indice di sicurezza dell'elemento più vulnerabile si ha $I=0,27$ mentre quello globale $I_{\text{globale}}=0,73$. Con il metodo di analisi LV1 si ottiene un indice di sicurezza pari a 0,58.

I risultati ottenuti in termini di vulnerabilità presentano degli indici di sicurezza, per i meccanismi più vulnerabili, molto inferiori all'unità, non soddisfacendo i requisiti da normativa.

E' evidente come il percorso di conoscenza abbia fatto emergere determinate problematiche strutturali degli edifici, che sono state evidenziate maggiormente dallo studio di vulnerabilità effettuato, rendendo possibile la determinazione degli elementi più a rischio del complesso. Questi risultati potranno essere applicati e implementati con il fine di pianificare degli interventi locali mirati su Cattedrale e Battistero, in accordo con le prescrizioni previste da normativa per i beni patrimonio culturale, per la riduzione della vulnerabilità e il miglioramento della risposta sismica dell'aggregato.

Bibliografia

Albanesi, T., & Nuti, C. (2007). Dispensa su Analisi statica non lineare (pushover). Dipartimento di Strutture, Università degli Studi di Roma Tre.

Alejo, L.E., Martinez, G., Mendes, N., Lourenco, P.B., (2020). *Protecting the Historic Buildings of Mexico: The Barrel Vault of San Agustin Church in Morelia*. (American Society of Civil Engineers) Doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001556.

Bacchetto, A. (n.d.). *Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione FEM*. (Dottorato di ricerca in Meccanica delle Strutture, SKF Engineering & Research Centre).

Badan, N., & Squassina, A. (2008). Osservazioni stratigrafiche e individuazione delle principali manifestazioni di degrado, Venezia

Baratto N. (2018) *Simulazione numerica della risposta di un edificio in muratura monitorato asseguito del Sisma Centro Italia 2016* (Laurea Magistrale in Ingegneria Edile-Architettura, Università degli studi di Padova)

Bellinati, C. (Cur.) (1975). Il Battistero. In C. Bellinati & L. Puppi, *Padova Basiliche e Chiese* (Vol. 1). Vicenza: N. Pozza.

Bellinati, C. (1977). Contributo alla storia del Duomo di Padova (1076-1797). In *Il Duomo di Padova e il suo Battistero*. Padova: Lint.

Bellinati, C. (1989). Regesto di documenti. In A. M. Spiazzi (A c. Di), *Giusto de' Menabuoi nel battistero di Padova* (1. ed). Trieste: Lint.

Borri, A., Binda, L., Cardani, G., & Doglioni, F. (2009). Relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria.

Bresciani Alvarez, G. (1966). Gli interventi architettonici cinquecenteschi del Duomo di Padova. Padova: Società cooperativa tipografica.

Bresciani Alvarez, G. (1975). La Cattedrale. In C. Bellinati & L. Puppi (A c. Di), *Padova Basiliche e Chiese* (Vol. 1). Vicenza: N. Pozza.

Bresciani Alvarez, G. (1977). Le fasi costruttive e l'arredo plastico-architettonico della cattedrale. In *Il Duomo di Padova e il suo Battistero*. Padova: Lint.

Brogiolo, G. P. (2009, aprile). Il Battistero di Padova, in *Padova e il suo territorio*, 138, 32-34.

Brogiolo, G. P. (2009, agosto). Gli scavi in corso al Battistero di Padova, in *Padova e il suo territorio*, 158, 6-10.

Camazzola, M. (2005). Aggiornamento della vulnerabilità sismica del Duomo di Padova. (Tesi di laurea, Università degli studi di Padova, Padova, Italia).

C.S.G. Palladio (2008), Battistero del Duomo di Padova, Padova. Indagine georadar e indagine videoendoscopica [Relazione tecnica]

De Colle, A., Doglioni, F., Mazzorana, L. (1994). Le chiese e il terremoto. In *La definizione e l'utilizzo del concetto di macroelemento*. Trieste: Lint.

Eslami A., Mahini, S. S., Morsched, R., Ronagh, H. R., (2012). *Experimental investigation and nonlinear FE analysis of historical masonry buildings – A case study*. (School of Civil Engineering, The University of

- Queensland, Brisbane, QLD 4072, Australia; Dept. of Civil and Environmental Engineering, The University of New England, Armidale, NSW 2351, Australia; Dept. of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran)
- Gamba, U. (1977). Due secoli di storia e di vita (1797-1977). In *Il Duomo di Padova e il suo Battistero*. Padova: Lint.
- Gasparotto, C. (1964). Critica della cronologia tradizionale del Battistero di Padova. Padova: Società cooperativa tipografica.
- Kohl, B. G. (1989). Giusto de Menabuoi e il mecenatismo artistico in Padova. In A. M. Spiazzi (A c. Di), *Giusto de' Menabuoi nel Battistero di Padova* (1. ed). Trieste: Lint.
- Longo, O. (2005). Padova carrarese. Padova: Il poligrafo
- Lorenzoni, G. (1989). L'Architettura. In A. M. Spiazzi (A c. Di), *Giusto de' Menabuoi nel battistero di Padova* (1. ed). Trieste: Lint.
- Lourenco, P. B. (n.d.). *Structural Masonry analysis: recent developments and prospects*. (Department of Civil Engineering, University of Minho, Portugal)
- Lourenco, P. B. (1996). *Computational Strategy for Masonry Structures*. (Ph. D. Dissertation, Delft University of Technology, Delft). Disponibile da http://www.hms.civil.uminho.pt/arg/fich/1996_PhD_PBLourenco.pdf
- Lourenco, P. B. (1998). *Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry* (Structural Analysis of Historical Constructions II, Barcellona). Disponibile da <http://www.hms.civil.uminho.pt/sahc/1998/57.pdf>
- Lourenco, P. B. (2002). *Computations on historic masonry structures*. (University of Minho, Portugal). Doi: 10.1002/pse.120
- Lourenco, P. B. (2004). *Analysis and restoration of ancient masonry structures*. (University of Minho, Portugal)
- Lourenco, P. B. (2008). *Recent advances in masonry modelling: Micromodelling and homogenisation*. (University of Minho, Portugal)
- Magenes, G., Bolognini, D., Braggio, C. (Cur.) (2000). Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. Roma: CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti.
- Menditto, G. (2010). Fessurazioni nelle strutture. Palermo: Dario Flaccovio Editore.
- Meneghesso, A. (1934). Il Battistero di Padova e l'arte di Giusto De' Menabuoi. Padova: Tipografia Antoniana.
- Pezzetta, E. (2019). Battistero della Cattedrale di S.M. Assunta di Padova. Venezia [Relazione Storica].
- Saalman, H. (1987). The Art Bulletin. *Carrara Burials in the Baptistery of Padua*, 69(3), 376–394. Disponibile da <https://www.jstor.org/stable/3051061>
- SM Ingegneria s.r.l. (2022). Cattedrale di Santa Maria Assunta (Padova), Verifica del rischio sismico, riduzione della vulnerabilità, restauro. Padova [Relazione tecnica]
- Spiazzi, A. M. (1989). Gli interventi dal 1806 al 1984. In A. M. Spiazzi (A c. Di), *Giusto de' Menabuoi nel Battistero di Padova* (1. ed). Trieste: Lint.
- Spiazzi, A. M. (A c. Di). (1994). Attorno a Giusto de' Menabuoi: Aggiornamenti e studi sulla pittura a Padova nel Trecento: atti della giornata di studio 18 dicembre 1990. Treviso: Canova.
- Tuzzato. (2019). Padova, Battistero della Cattedrale. Analisi stratigrafica di una parete e sondaggio di scavo. Padova. [Relazione Archeologica].

Van Noort, J. R. (2012). *Computational Modelling of Masonry Structures*. (Delft University of Technology, Netherlands)

Bibliografia tecnica

Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17/01/2018*

Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*

DIANA™ Finite Element Analysis, User's Manual, Release 10.4, TNO DIANA, Delft, 2021.

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011, *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008*

Siti consultati

<https://www.regione.veneto.it/web/sismica> (Data ultima consultazione 16/11/2021)

<https://www.ingv.it/> (Data ultima consultazione 16/11/2021)

<http://www.unesco.it/> (Data ultima consultazione 08/12/2021)

<https://biblus.acca.it/rischio-sismico-si-determina-la-classe-rischio-sismico-un-edificio/> (Data ultima consultazione 21/01/2022)

