



Politecnico di Torino
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
A.A. 2017/2018

ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA
NEGLI EDIFICI STORICI IN MURATURA

Caso studio: la Basilica di San Nicola a Tolentino (MC)

DOCENTI

Prof. Donato Sabia

Ing. Antonino Quattrone

CANDIDATA

Virginia Orlando

Sommario

1. INTRODUZIONE	5
2. IL MATERIALE: MURATURA.....	8
3. CASO STUDIO: LA BASILICA DI SAN NICOLA A TOLENTINO	15
3.1. VICENDE STORICHE E COSTRUTTIVE	15
4. CREAZIONE DEL MODELLO	21
4.1. DEFINIZIONE DELLO SCENARIO DI DANNEGGIAMENTO RISCONTRATO	21
4.2. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO	26
4.3. DEFINIZIONE DEI MATERIALI	32
4.4. DEFINIZIONE DELLA MESH	35
4.5. DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	40
5. ANALISI SUL MODELLO	43
5.1. ANALISI DINAMICA MODALE	43
5.2. ANALISI MODALE CON SPETTRO	51
6. MECCANISMI DI COLLASSO NEGLI EDIFICI STORICI ECCLESIASTICI IN MURATURA	56
6.1. MACROELEMENTO DI FACCIAATA	70
6.2. MACROELEMENTO ABSIDE	81
6.3. MACROELEMENTO CAMPANILE	86
7. CONCLUSIONI	91
BIBLIOGRAFIA	93
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	95
INDICE DELLE FIGURE.....	96
RINGRAZIAMENTI.....	101

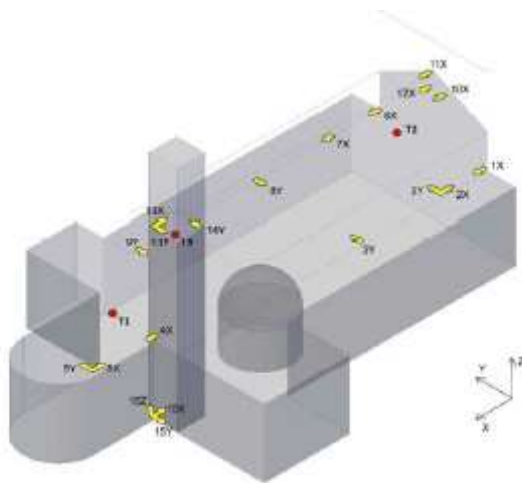
1. INTRODUZIONE

La presente tesi è volta allo studio del comportamento sismico degli edifici storici in muratura, in particolare è stato analizzato il caso studio inerente alla Basilica di San Nicola a Tolentino, in provincia di Macerata.

Gli edifici storici rappresentano la maggior parte del patrimonio culturale del nostro paese, ed è per questo motivo che studiarne il comportamento strutturale è indispensabile per poterli preservare.

In seguito agli eventi sismici che hanno interessato il centro Italia tra Agosto e Ottobre 2016 numerosi edifici di interesse storico sono collassati o hanno subito importanti danneggiamenti, come nel caso della Basilica di San Nicola, uno dei monumenti più importanti di quella zona.

In tale ottica è stato ritenuto fondamentale conoscere e monitorare l'evoluzione del danneggiamento ed è per questo motivo che nell'Aprile 2017 è stato installato un sistema di monitoraggio.



con spettro di risposta, i cui risultati sono stati poi confrontati con il modello bidimensionale (di cui si era già in possesso grazie alla tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale) e con i dati sperimentali ricavati dall'identificazione dinamica.

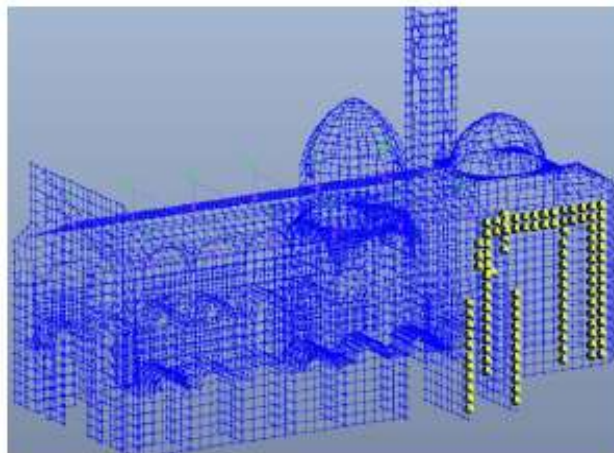


Figura 2 Modello FE bidimensionale con cui sono stati confrontati i risultati delle analisi (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)

In seguito si è passati ad analizzare i meccanismi di collasso che riguardano gli edifici storici in muratura, ed in particolare le chiese.

Le chiese esistenti in muratura non hanno un comportamento scatolare ma possono essere divise in una serie di macroelementi; per ognuno di essi si possono attivare dei meccanismi di collasso che possono essere studiati come dei veri e propri cinematismi.

Le linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, con riferimento alla Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008, definiscono i 28 principali meccanismi che si possono innescare in una struttura tipo e definiscono anche la procedura di analisi da adottare per valutare l'indice di sicurezza sismico, ovvero la possibilità che uno o più meccanismi si possa effettivamente attivare o meno.

Nella presente tesi sono stati analizzati solo alcuni dei principali meccanismi attivabili e sono state presentate eventuali soluzioni dal punto di vista concettuale che potrebbero essere adottate per impedirne l'innescio, ove presente.

Si precisa che il lavoro svolto ha come obiettivo quello di inserirsi in un contesto di ricerca più ampio, finalizzato alla determinazione degli ipotetici scenari di danno che si potrebbero presentare sulla struttura; per scenario di danno si intende infatti il danno effettivamente riscontrabile sulla struttura in seguito al manifestarsi di un evento sismico che presenta una certa storia di accelerazioni temporali.

Il fine ultimo sarebbe stato quindi quello di associare ad una serie di accelerazioni i danni che esse provocherebbero sulla struttura.

Per una serie di motivi la presente tesi non arriva a tali conclusioni, tuttavia essa ha comunque lo scopo di validare e migliorare il modello bidimensionale precedentemente citato che è stato e sarà usato per le attività di ricerca e monitoraggio portate avanti dal Politecnico di Torino sulla Basilica di San Nicola.

2. IL MATERIALE: MURATURA

Quando parliamo di muratura intendiamo un materiale eterogeneo, in genere costituito da più fasi solide. La maggior parte degli edifici storici in Italia ha come materiale costituente la muratura, la cui composizione può essere estremamente varia: si passa da muratura in laterizio con mattoni pieni o forati alla muratura in sasso con elementi più o meno squadrati; ciò implica che le caratteristiche meccaniche del composito e delle fasi costituenti sono caratterizzate da una forte variabilità ed in particolare le murature storiche evidenziano fenomeni meccanici molto complessi.

Inoltre l'eterogeneità delle caratteristiche meccaniche e dei comportamenti strutturali degli edifici in muratura, anche simili dal punto di vista formale, porta a prescrizioni normative che sono assai diverse da quelle per le costruzioni in c.a. o metalliche.

La resistenza a trazione è esigua e non affidabile; la resistenza a compressione è molto varia così come anche il modulo elastico mentre la duttilità è in generale abbastanza scarsa. Inoltre l'elevata resistenza a compressione è garantita dall'attrito a taglio mentre sotto sforzo il comportamento del materiale, che è fortemente anisotropo, è di tipo fragile.

La muratura è generalmente costituita da singoli elementi (mattoni, blocchi, pietre) tenuti insieme tramite la malta. Lo spessore dei giunti ha una grande influenza sulle caratteristiche di resistenza. Per ottenere i parametri per le analisi con macro-modelli, si può omogeneizzare i singoli elementi della muratura; le normative forniscono diverse formulazioni che possono essere utilizzate, ad esempio l'Eurocodice 6 (EN-1996-1-1) propone:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$$

dove:

f_k è la resistenza caratteristica della muratura;

f_b la resistenza del blocco;

f_m la resistenza della malta;

K , α e β sono parametri che dipendono dal tipo di muratura.

I modelli che esistono per le analisi delle murature sono stati sviluppati negli ultimi 20÷30 anni e presentano comunque notevoli incertezze in quanto è difficile schematizzare questo tipo di materiale dal comportamento così complesso.

Tali modelli permettono di studiare talune volte il comportamento dei singoli elementi che costituiscono la muratura (metodo molto più oneroso) oppure di schematizzare il comportamento d'insieme del materiale (blocchi + malta di collegamento) a seconda del livello di accuratezza che si vuole perseguire.

I modelli disponibili in letteratura sono:

- Discrete Element Method (DEM);
- Discontinuous Micro-Modelling (FEM)
- Continuous Macro-Modelling (FEM)
- Macro blocks

I modelli sopra citati sono tuttavia utili nel caso in cui si voglia schematizzare una nuova muratura, di cui comunque si è in grado di conoscere le caratteristiche del materiale; se consideriamo invece le strutture esistenti, ed in particolare quelle di valore storico, la conoscenza delle caratteristiche meccaniche è subordinata all'esecuzione di prove sul materiale che possono essere invasive o no.

In tale ottica la normativa definisce tre livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Quanto più è basso il livello di conoscenza tanto maggiori sono i coefficienti di sicurezza che bisogna adottare in quanto maggiori sono le incertezze sulle caratteristiche del materiale.

Gli elementi necessari per la valutazione del livello di conoscenza sono:

- Geometria dell'organismo strutturale;
- Dettagli costruttivi;

- Proprietà meccaniche dei materiali.

le cui fonti possono essere analisi storico-critiche, rilievo geometrico strutturale, rilievo materico costruttivo, indagini sperimentali (per quest'ultime in genere è molto difficile ottenere i permessi per poterle effettuare).

La normativa NTC 2018 del 17/01/2018 al capitolo 8.5 (riguardante le costruzioni esistenti” e successivi paragrafi prescrive:

“8.5 PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E LA REDAZIONE DEI PROGETTI

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

8.5.2 RILIEVO

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione del bene. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base

delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.”¹

Per poter conoscere le proprietà dei materiali bisogna fare delle indagini in situ che possono essere limitate (se il livello di conoscenza è limitato, LC1), estese (se il livello di conoscenza è adeguato, LC2), esaustive (se il livello di conoscenza è accurato, LC3).

Si analizzano di seguito le indagini che si possono svolgere:

¹ Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018 e circolare applicativa del 09 febbraio 2009.

- **“Indagini in-situ limitate**

Le indagini in situ limitate comprendono essenzialmente esami visivi e sono finalizzate a:

- completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all' epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti).
- individuare, dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie.
- valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta.
- valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

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

Figura 3 Tabella di Normativa (rif. Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018 e circolare applicativa del 09 febbraio 2009).

- **Indagini in-situ estese**

- le indagini del precedente livello sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente.

- prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente.

- metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste.

- **Indagini in-situ esaustive**

Servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura.

La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio, su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio.

Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio.

Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti.”²

Tuttavia nella maggior parte dei casi, effettuare prove di caratterizzazione meccanica sui materiali che costituiscono una struttura esistente è estremamente difficile dal punto di vista burocratico, ancor più se l'edificio in questione è di interesse storico e quindi deve essere preservato: in questo caso eseguire una prova, soprattutto se di

² Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018 e circolare applicativa del 09 febbraio 2009.

tipo invasivo, diventa impossibile. Per questo motivo l'incertezza e la variabilità che si ha sui materiali che costituiscono un edificio esistente, come già detto, è notevole.

In tali situazioni l'unica soluzione è quella di ipotizzare valori di modulo elastico e resistenze plausibili suggeriti dalla Circolare Applicativa del 09/02/2009 a seconda del tipo di muratura in esame, valutata a partire dalla tipologia di blocchi e di malta utilizzata.”³

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (mufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Figura 4 Tabella di Normativa (rif. Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018 e circolare applicativa del 09 febbraio 2009).

³ Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018 e circolare applicativa del 09 febbraio 2009.

3. CASO STUDIO: LA BASILICA DI SAN NICOLA A TOLENTINO

La presente tesi, come già detto, è volta all'analisi della vulnerabilità sismica della basilica di San Nicola a Tolentino, nelle Marche.

Prima di definire il modello di calcolo e presentare tutte le analisi svolte sulla struttura, inquadrriamo la Basilica di San Nicola nel contesto storico e culturale in cui essa si colloca.

3.1. VICENDE STORICHE E COSTRUTTIVE

“La figura di S. Nicola ha decisamente influito nello sviluppo e nella fama del complesso agostiniano di Tolentino e certo non soltanto di questo. Sono nati quasi contemporaneamente e si sono tenuti per mano nel loro sviluppo nei secoli. Nicola dovette essere assegnato definitivamente alla comunità di Tolentino attorno al 1275. Ma gli Eremiti Agostiniani della Congregazione di Brettino si erano già attestati certamente fin dal tempo di quella che chiamano la "Grande Unione" (1256) e anzi probabilmente qualche tempo prima e avevano già cominciato a costruire gli edifici necessari alle esigenze della loro vita comunitaria. Il centro propulsore era la chiesa, non grande, a pianta quadrata, dedicata a S. Agostino. Questa aveva sul lato verso ovest una porta che dava su una specie di corte, la cui estremità verso est si stava strutturando con colonne, tettoia e campate, che formassero da deambulatorio per l'utilità dei frati. Sotto questa tettoia, contigua alla chiesa, erano l'accesso alla sala capitolare e successivamente al refettorio con i servizi annessi (cucina, dispensa, ecc.). In uno di questi annessi si sviluppava la scala che portava al piano di sopra dove erano i dormitori. Si può pensare che grosso modo questo sia stato l'assetto dell'edificio al tempo in cui viveva S. Nicola. Ma naturalmente l'idea degli Eremitani mirava a espandersi, e l'elargizione di Donna Bionda dei Franchi, che con data 1284 assegnava metà dei suoi beni per finanziare la fabbrica, attesta questa loro aspirazione. Soprattutto sembra strano che il progetto degli Eremitani, così arioso in tutte le sue componenti, si contentasse di una chiesetta così contenuta. Essi dovevano già avere l'idea di una chiesa ben più grande, riservando quella primitiva per i servizi interni

della comunità. Tant'è vero che non ebbero problemi di ridurne ancora la capienza, tumulandovi nel 1305 le spoglie di S. Nicola in un'arca di legno che non doveva essere molto più piccola di quella di pietra che vi è attualmente. L'esplosione di devozione, quando il santo morì, e la ressa dei fedeli che si accalcavano costantemente attorno al suo sepolcro, costrinsero ad affrettare, se non a precipitare le cose. Si lanciò una campagna di affreschi per decorare la chiesa che prese ben presto il nome di cappella (più tardi Cappellone) di S. Nicola. E si cominciò a costruire la chiesa grande che doveva riempire tutto il lato nord insieme al portico che le fu addossato e che continuava il progetto di quello del lato est, e postulava il completamento sugli altri due lati, anche se questa non era l'esigenza costruttiva degli ordini mendicanti di quel tempo. Attorno al chiostro furono sviluppati gli edifici che lo completavano, studiati non solo in vista dei bisogni della comunità eremitana, ma anche in vista dell'accoglienza dei devoti che affluivano sempre più da ogni parte del mondo (i grandi dislivelli di planimetria testimoniano che sono stati costruiti in tempi diversi). Alla fine del XV secolo, e precisamente nel 1485, successe una cosa che, per difetto di documentazione, non si riesce ancora a decifrare esaurientemente. Gli Eremitani di S. Nicola, che appartenevano allora alla provincia della Marca di Ancona, furono messi abbastanza rudemente alla porta e al loro posto subentrarono Eremitani altrettanto agostiniani, ma che nell'Ordine appartenevano ad un altro raggruppamento che si chiamava "Congregazione Osservante di Lombardia".

Entrarono cum fustibus et scutis (che è meglio non tradurre). E questi (i Lumbard!) restarono a Tolentino fino al 1810, quando a loro volta furono cacciati da Napoleone.

La popolazione non ci andava troppo a braccetto, però bisogna riconoscere che ci stettero dignitosamente, che seppero promuovere grandemente la conoscenza e il culto di S. Nicola e curarono con grande impegno lo sviluppo del santuario. Disponevano di capitali e di maestranze veramente eccezionali - il semplice scalpellino era già un artista - e promossero molti lavori.

Nella "Restaurazione" (1815) vi ritornarono gli Agostiniani della Regione Picena, che si mostrarono altrettanto zelanti nella promozione del santuario.

Storia ormai dei nostri tempi è il rinvenimento del corpo di San Nicola (1926) per la tenace solerzia del benemerito padre Nicola Fusconi e la costruzione della Cripta (1932) in cui il corpo, ricongiunto finalmente con le sante braccia, è tornato ad essere il centro della devozione al santo che benché defunto continua ancora a parlare dal sepolcro.”⁴

“La basilica di San Nicola da Tolentino (Padri Agostiniani) è un importante luogo di culto cattolico di Tolentino, in provincia di Macerata, all'interno del territorio della diocesi di Macerata-Tolentino-Recanati-Cingoli-Treia.

La basilica, in origine intitolata a San Giorgio, venne costruita fra il XIII secolo ed il XIV secolo per poi essere completata ed arricchita nei secoli successivi.

Nel 1476 venne dedicata a San Nicola da Tolentino che era stato ospitato per circa trenta anni nell'annesso convento, morendovi nel 1305.

Nel XVIII secolo venne portata a termine la facciata mentre nel 1783 è stata elevata alla dignità di Basilica minore. Nel 1932 venne costruita la cripta dove è stato posto il corpo del santo, rinvenuto nel 1926. Viene danneggiata dal terremoto del Centro Italia del 2016 ed ora è coperta da un telone della Madonna.

La facciata della basilica, in origine a capanna, venne portata a compimento a partire dal XV secolo quando venne realizzato il portale ad opera di Nanni di Bartolo. Quest'ultimo elemento architettonico è in stile gotico fiorito e le iscrizioni ai lati danno notizie circa il committente, il condottiero locale Nicolò Maurizi. Incastonati nei pilastri del portale sono siti tre bassorilievi per lato che raffigurano dei Santi. Nella lunetta invece sono tre sculture raffiguranti, da sinistra, Sant'Agostino, la Madonna col Bambino e San Nicola da Tolentino; al di sopra, sormonta la lunetta, il gruppo di San Giorgio e il Drago, che riporta all'antica denominazione della Basilica.

Il primo ordine della facciata in stile manierista è su progetto di Florindo Orlando ed è in travertino. Nel 1757 ad opera di Giovanni Andrea Ascani venne portato a compimento il secondo ordine.

⁴ <http://www.sannicoladatolentino.it/vicende-storiche-e-costruttive.html>



Figura 5 Facciata della Basilica

Lungo il fianco della basilica sono visibili tracce murarie della struttura antica con caratteristici archetti pensili. Il campanile, tardo gotico, risultava essere esistente nel 1492. Nel 1519 ne venne rifatto il tetto a seguito dei danni riportati per un fulmine. Gli ultimi ordini sono però frutto di un restauro settecentesco.

Sul lato sud si apre il chiostro agostiniano,[3] di origini trecentesche e molto alterato nei secoli in base alla crescita del monastero. Soprattutto nel XVII secolo il chiostro venne ristretto per la costruzione di nuove celle per i monaci e delle cappelle laterali della chiesa. Le gallerie del chiostro presentano su tutte le pareti scenografici affreschi barocchi raffiguranti le Storie di San Nicola, eseguiti tra il 1690 e il 1695 da Giovanni Anastasi e Agostino Orsoni.

L'interno è il frutto di un grande cantiere durato sino alla seconda metà del XV secolo, anche se negli anni successivi si ebbero ulteriori modifiche, come nel 1632 quando si deliberò la costruzione delle cappelle laterali, quattro per

lato.[4] L'attuale aspetto dell'aula è dovuto al rifacimento ad opera dell'architetto fermano Giovanni Battista Carducci nella seconda metà del XIX secolo. Di grande effetto è il soffitto a cassettoni lignei dorati, voluto dal vescovo agostiniano Giambattista Visconti e realizzato da Filippo e Piero da Firenze tra il 1605 ed 1628. L'opera ebbe il costo di 40.000 scudi romani. Sull'altare maggiore c'era anticamente un polittico del tolentino Marchisiano di Giorgio del XVI secolo, oggi è rimasta soltanto la Deposizione, conservata all'interno del Museo della Basilica.

Il Cappellone di san Nicola è un grande ambiente che conserva un importante ciclo di affreschi trecenteschi recentemente attribuito a Pietro da Rimini, vista una certa somiglianza con i suoi affreschi nell'Abbazia di Pomposa e quelli di Santa Chiara a Ravenna, anche se il grado tecnico di rappresentazione di questi ultimi è notevolmente inferiore agli affreschi del Cappellone.

La tradizione vuole invece che l'opera sia stata eseguita da un ignoto pittore, il Maestro di Tolentino.

Negli spicchi della volta si alternano gli Evangelisti ed i Dottori della Chiesa tutti ritratti seduti su di scrivanie piene di libri; osservando la volta dalla vela dove è ubicato l'altare e continuando in senso orario si notano: Ambrogio e Marco con un leone; Agostino e Giovanni con un'aquila; Gregorio e Luca con un toro; Girolamo e Matteo con un angelo. Alla base sono raffigurate le Virtù: Carità, Prudenza, Speranza, Giustizia, Temperanza, Fede, Fortezza.

Le pareti sono divise in due ordini più le lunette dove da quella di fronte l'ingresso parte la narrazione con una Annunciazione; seguono l'Arrivo dei Magi, la Presentazione al Tempio e il Transito di Maria. Nell'ordine mediano la narrazione è disposta in riquadri di diversa grandezza; partendo dalla parete che dà verso la chiesa dove al centro è una Strage degli innocenti; proseguendo in senso antiorario sono la Pentecoste, il Sepolcro vuoto, Cristo nel Limbo, Orazione nell'Orto, Predicazione di Gesù, Entrata a Gerusalemme, Nozze di Cana, Sacra Famiglia, Cristo fra i Dottori.

In occasione del restauro degli affreschi fu commissionato al M° Stefano Vagnini un oratorio: Nicolaus (ed. Bongiovanni, Bologna) per strumenti antichi e 3 voci.



Figura 6 Cappellone di San Nicola

Al centro dell'ambiente, si trova un altare, costruito sopra l'originario luogo di sepoltura di san Nicola, sormontato da una statua policroma del medesimo, della seconda metà del XV secolo.”⁵

⁵ https://it.wikipedia.org/wiki/Basilica_di_San_Nicola_da_Tolentino#Bibliografia

4. CREAZIONE DEL MODELLO

La modellazione della basilica che è oggetto di studio della presente tesi è stata svolta mediante il software agli elementi finiti “Midas” utilizzando elementi tridimensionali di tipo tetraedrico a quattro nodi; si è poi passati alla fase di meshatura e attribuzione delle caratteristiche meccaniche del materiale costituente, ossia la muratura, nonché al riconoscimento delle connessioni reciproche tra i vari elementi (mediante il merge dei nodi), e rispetto ad elementi adiacenti che non fanno parte dell’unità strutturale studiata (l’ala conventuale adiacente la basilica non è stata oggetto della modellazione).

4.1. DEFINIZIONE DELLO SCENARIO DI DANNEGGIAMENTO RISCONTRATO

Gli eventi sismici che hanno interessato la Basilica e che si sono susseguiti a partire dall’Agosto 2016 hanno causato rilevanti danni che sono distribuiti su tutta la struttura in oggetto. Bisogna quindi considerare ai fini di una corretta modellazione le lesioni presenti in corrispondenza dei contrafforti della facciata all’altezza della copertura.

A causa dell’entità di tali lesioni, è stato installato un sistema in acciaio per proteggere i passanti dalla caduta di parti murarie e decorative della facciata stessa.

Il possibile meccanismo di distacco della facciata, quindi, dipende non solo dalle lesioni sopra citate, ma anche dallo stato fessurativo che è presente nella parte inferiore, in direzione della cornice decorativa interna, su ambo i lati della navata.

A tal proposito tutte le immagini che seguono sono volte alla presentazione di quello che è lo stato fessurativo e quindi lo scenario di danneggiamento presente sulla struttura oggetto di studio; esse sono state acquisite durante un sopralluogo alla Basilica di San Nicola tenuto dal team del Politecnico di Torino.



Figura 7 Vista laterale della facciata e relative fessure presenti (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)



Figura 8 Lesione della cornice decorativa interna della facciata, lato destro (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

Sono state riscontrare anche notevoli fessure che sono diffuse sugli archi laterali della navata centrale, della cappella confessionale e del Cappellone di San Nicola.

Nonostante alcune di queste zone non sono state analizzate nella presente tesi, è importante comunque conoscerne lo stato fessurativo in questo esso è necessario per la corretta definizione del modello di calcolo.



Figura 9 Lesione della cornice decorativa interna alla facciata, lato sinistro (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)



Figura 10 Dettaglio lesioni sull'arco del Cappellone (sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)



Figura 11 Dettaglio delle lesioni presenti sull'arco del Cappellone di San Nicola (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

Inoltre altre fessure diffuse sono visibili in corrispondenza dell'abside, in prossimità dell'altare; ciò significa che ci potrebbe essere un ipotetico meccanismo di collasso dal corpo centrale, che sarà in seguito studiato nel Capitolo 6 della presente tesi.



Figura 12 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

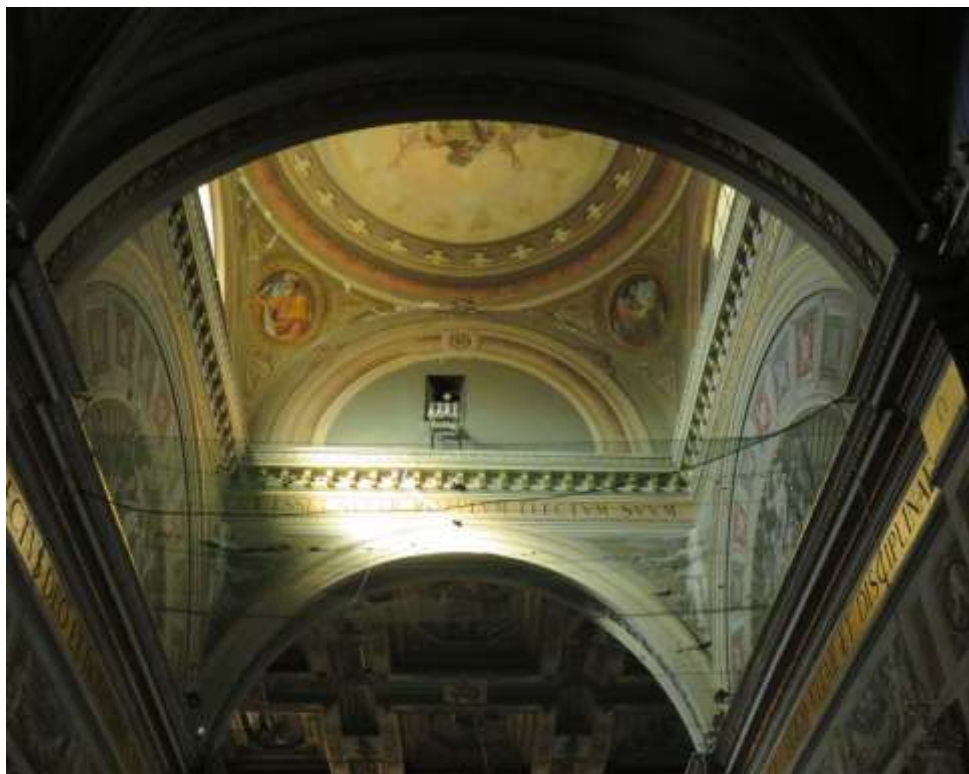


Figura 13 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)



Figura 14 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

4.2. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO

Al fine di simulare al meglio i meccanismi locali di collasso che interessano la basilica e che saranno in seguito studiati, sono stati modellati con elementi tridimensionali solidi le singole parti della struttura:

- Facciata frontale;

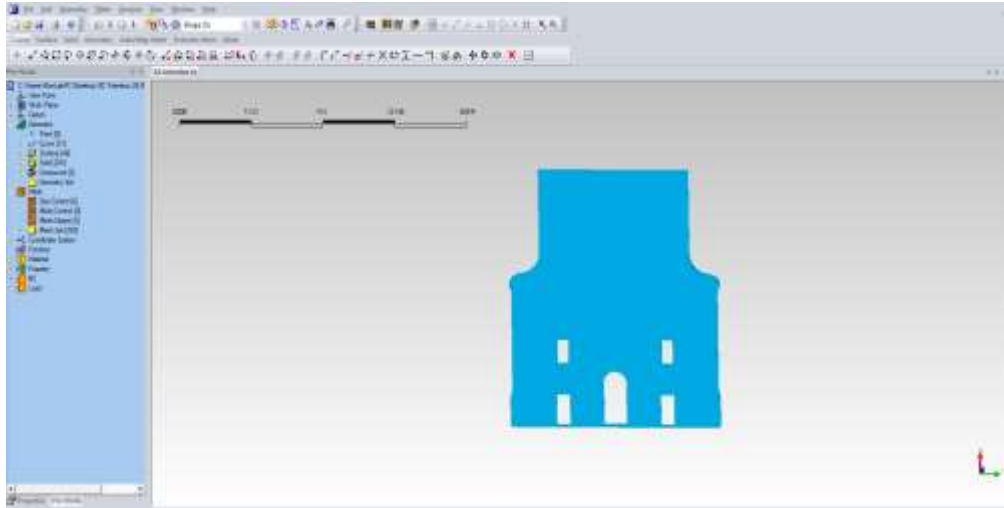


Figura 15 Rappresentazione solida facciata frontale (rif. modello creato da me)

- Setti che dividono le cappelle che si trovano lungo i lati della navata centrale;
- Volte a botte delle cappelle laterali;
- Pareti laterali dell'aula (tenendo conto delle aperture a semiluna presenti nella parte superiore delle stesse);
- Pilastri presenti lungo la navata centrale;
- Torre campanaria con le relative aperture (per fare in modo che modello sia il più vicino possibile alla realtà);
- Pareti del tamburo e relativa copertura;
- Volta emisferica che si innesta sul tamburo
- Cupolone di San Nicola;
- Pareti dell'abside per relative aperture;
- Copertura dell'abside;

- Copertura a doppia falda dell'aula della Basilica e relativi contrafforti; in questo caso, dato l'esiguo spessore, si è scelto di modellare mediante elementi di tipo "shell".

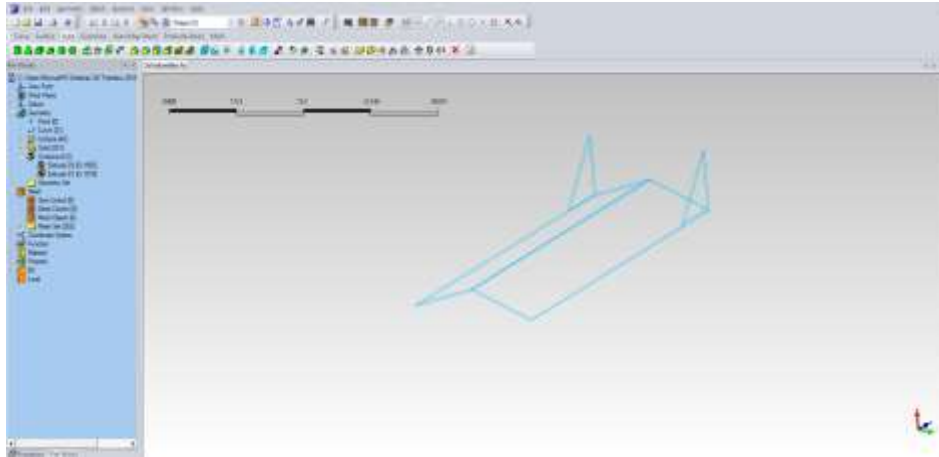


Figura 16 Rappresentazione solida della copertura e dei contrafforti

La costruzione del modello solido è stata possibile partendo dalla pianta della struttura (rilevata in precedenza dal gruppo di Geomatica del Dipartimento di Architettura del Politecnico di Torino) ed estrudendo i singoli elementi secondo la loro propria geometria.

In questo modo è stata definita tutta la struttura reale oggetto di studio; tuttavia si è scelto di non modellare completamente il cassettonato ligneo (che si vede solo dall'interno della basilica) in corrispondenza della navata.

Tale assunzione è stata dettata dal fatto che esso è appeso ad una serie di capriate metalliche.

Il cassettonato non ha quindi alcuna funzione strutturale ma la sua massa non può essere trascurata, motivo per il quale è stato modellato come carico uniformemente distribuito.

Di seguito si riportano le foto del cassettonato e delle capriate che sorreggono il cassettonato e il tetto; tali immagini derivano dal sopralluogo a cura del team del Politecnico di Torino.



Figura 17 Collegamento tra il cassettonato ligneo e la capriata in acciaio (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

Inoltre c'è da specificare che sono presenti sei coppie di capriate: per ogni coppia su una capriata è appeso il cassettonato



Figura 18 Capriata che regge il cassettonato (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

mentre l'altra capriata ha il compito di sorreggere il tetto.

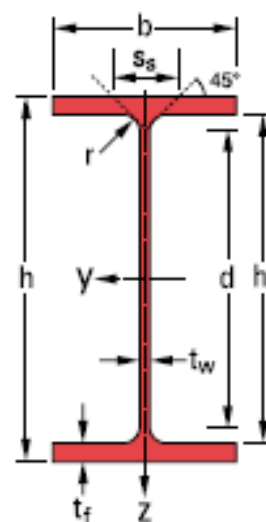


Figura 19 Capriata in acciaio che sorregge il tetto della struttura (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

Si è inoltre scelto di non modellare completamente le capriate con corrente superiore, inferiore e relativi diagonalì e montanti ma di rappresentare esclusivamente il corrente inferiore con la sezione di un IPE 120:

PROPRIETA' SEZIONE	
b [mm]	64
h [mm]	120
t_w [mm]	4.4
t_f [mm]	6.3
r [mm]	7
d [mm]	112.2
A [cm ²]	16.43
I_y [cm ⁴]	317.8
I_z [cm ⁴]	27.67
I_t [cm ⁴]	1.74
I_w [dm ⁶]	0.00089
W_y [cm ³]	60.73
W_z [cm ³]	13.58

Tabella 1 Proprietà IPE 120⁶



⁶ Da sagomario PROFILARBED.

Lo schema statico adottato per tale modellazione è quello di una trave appoggiata alle estremità; il motivo per il quale si è scelto questo grado di vincolo è relativo al grado di ammorsamento reale tra le capriate e le pareti laterali dell'aula che è stato riscontrato durante i rilievi effettuati dal team del Politecnico in situ. Di seguito si mostra una foto di dettaglio scattata in loco.



Figura 20 Dettaglio dell'ammorsamento tra la capriata e la parete laterale dell'aula (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

I correnti inferiori delle capriate sono stati modellati con 12 elementi “beam” a cui sono stati poi rilasciati i gradi di libertà pertinenti alle estremità in modo da avere lo schema statico definito in precedenza.



Figura 21 Modellazione delle “beam” delle capriate

Una volta che è stato definito il modello geometrico, si è poi passati alla modellazione agli elementi finiti.

Il software fem utilizzato per la presente tesi è stato “Midas” nei moduli “Midas FX” e “Midas Gen”: il primo ha permesso la definizione finale del modello e la creazione della mesh con elementi tridimensionali tetraedrici; in fase successiva tale modello è stato poi esportato ed importato in Gen dove sono state lanciate le analisi vere e proprie.

In “Midas FX” è stata modificata, laddove necessario, la geometria dei singoli elementi solidi importati con l’ausilio di altri elementi quali punti, curve e superfici per poter effettuare le varie operazioni di estrusione, taglio e divisione degli elementi.

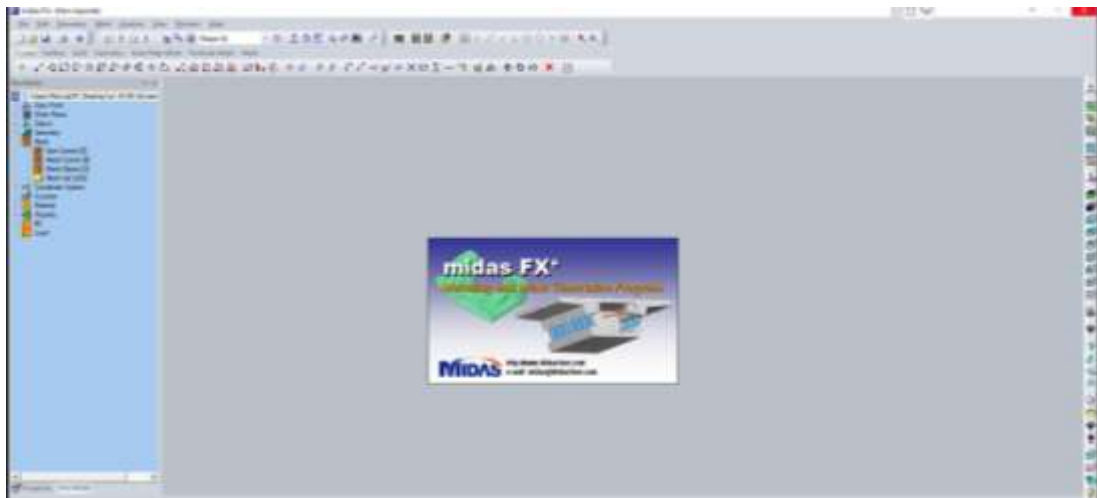


Figura 22 Interfaccia di MIDAS FX (rif. immagine creata da me)

Il modello si compone di 202 elementi solidi.

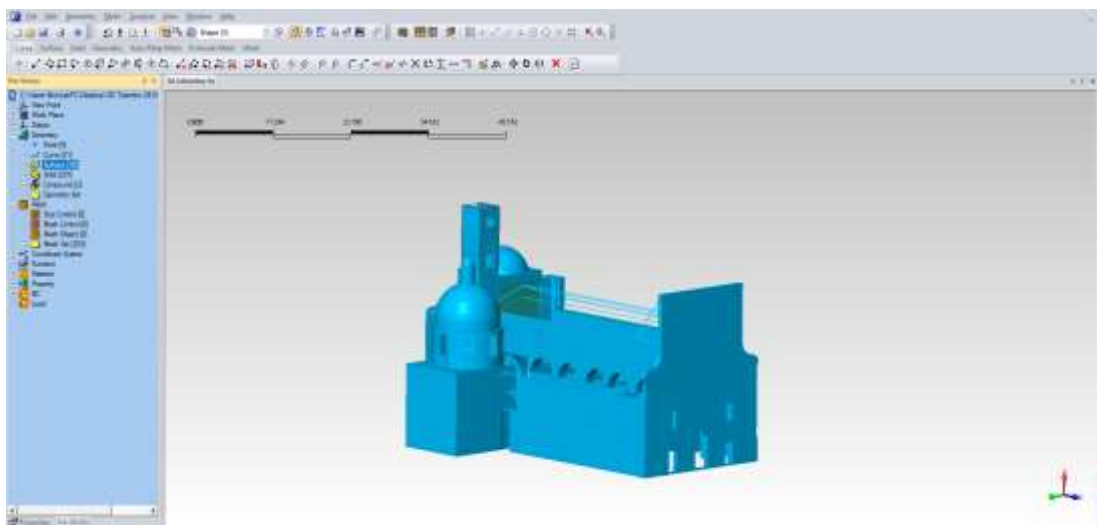


Figura 23 Immagine del modello solido (rif. modello creato da me)

4.3. DEFINIZIONE DEI MATERIALI

Definita quindi la geometria del modello nel pre-processore, è stata poi possibile la creazione della mesh.

Nella definizione della mesh il software chiede di stabilire la dimensione massima degli elementi che la andranno a comporre.

Al fine di non avere una mesh troppo fitta e di non sovraccaricare un modello già complesso intrinsecamente come quello 3D in questione, si è scelto di adottare una mesh di dimensioni pari a un metro (con eventuali raffittimenti solo in alcuni casi specifici, come per la sommità della torre campanaria, per meglio approssimare e apertura circolari presente).

Durante la fase di definizione della mesh è necessario anche inserire le caratteristiche dei materiali. Come già discusso in precedenza, la Basilica di San Nicola a Tolentino è stata realizzata in muratura: definire modulo elastico, densità e caratteristiche meccaniche è molto difficile, data l'estrema variabilità; poiché non sono state effettuate prove in situ sui materiali, è stato attribuito un livello di conoscenza definito al Capitolo 2 "IL MATERIALE: MURATURA" di tipo LC1 a cui è associato un fattore di confidenza di $FC = 1.35$ come stabilito da normativa vigente. Scegliamo quindi di modellare la Basilica con lo stesso tipo di muratura per ogni elemento.

Quindi dalle tabelle disponibili in letteratura, riportate in precedenza, sono stati scelti i seguenti valori per la muratura in oggetto:

$$E = 1.07 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 0.588 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.25$$

$$\rho = 17.65 \text{ KN/m}^3$$

Tali valori sono stati impostati nel programma di calcolo.

$$E = 2 \cdot 10^8 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 9,5 \text{ KN/m}^3$$

Per quanto concerne invece i profilati degli IPE 120 adottati per le capriate, le caratteristiche del materiale considerate sono quelle presenti già nel programma di calcolo:

The screenshot shows the 'Material Data' dialog box with the following settings:

- General:** Material ID: 3, Name: FeG450
- Elasticity Data:**
 - Type of Design: Steel (with a 3D I-beam icon)
 - Steel Standard: UNI(S), DB: FeG450
 - Concrete Standard: (empty), Code: (empty), DB: (empty)
 - Type of Material: ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Steel Properties:**
 - Modulus of Elasticity: 2.0600e+011 N/m²
 - Poisson's Ratio: 0.3
 - Thermal Coefficient: 1.2000e-005 1/[C]
 - Weight Density: 7.698e+004 N/m³
 - ☐ Use Mass Density: 7850 N/m³/g
- Concrete Properties:**
 - ☐ Concrete
 - Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 N/m²
 - Poisson's Ratio: 0
 - Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[C]
 - Weight Density: 0 N/m³
 - ☐ Use Mass Density: 0 N/m³/g
- Plasticity Data:** Plastic Material Name: NONE
- Inelastic Material Properties for Fiber Model:** Concrete: None, Steel: None
- Thermal Transfer:**
 - Specific Heat: 0 J/K*[C]
 - Heat Conduction: 0 J/m*hr*[C]
- Damping Ratio:** 0.02
- Buttons: OK, Cancel, Apply

Figura 26 Caratteristiche del materiale IPE 120 (rif. modello creato da me)

Definiti i materiali, è stata finalmente creata la mesh.

4.4. DEFINIZIONE DELLA MESH

Nel modulo “Midas FX”, assegnato il materiale e le dimensioni massime degli elementi finiti, mediante il comando di creazione automatica, è stata definita la mesh con elementi di volume tetraedrici a 4 nodi (nel caso del tetto sono stati invece utilizzati elementi shell rettangolari a 4 nodi).

Al termine del processo sono stati creati 42418 elementi di cui 12 beam (capriate), 657 plate (copertura a falda e contrafforti) e 41749 elementi solidi.

La dimensione della mesh è di 1m x 1m per la maggior parte del modello, tuttavia in alcuni casi è stato necessario un raffittimento per migliorare la rappresentazione del modello e ottenere risultati più attendibili.

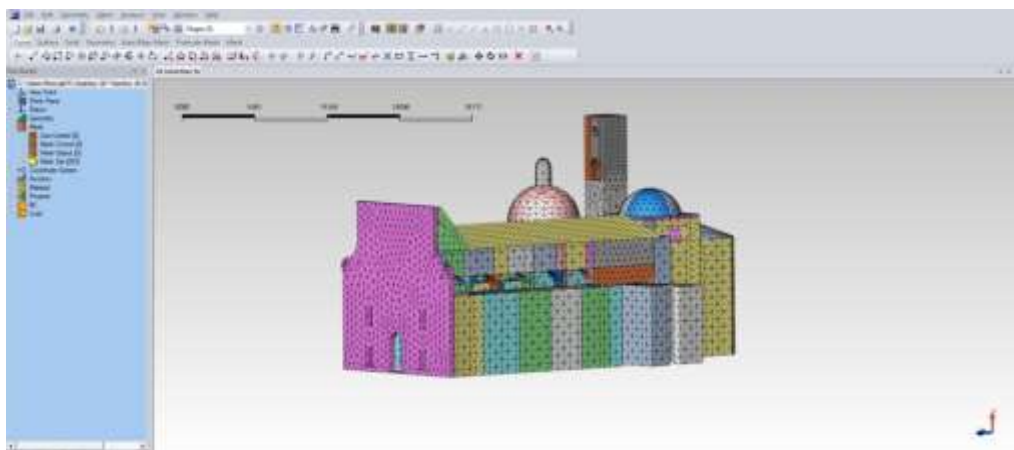


Figura 27 Definizione della mesh nel modello 3D (rif. modello creato da me)

In seguito alla creazione della mesh per i singoli elementi, è risultato necessario effettuare il merge dei nodi prima in maniera automatica e successivamente in alcuni casi in maniera manuale.

Il merge è un comando indispensabile affinché i nodi di due elementi adiacenti coincidano in modo tale che essi possano scambiarsi informazioni e in particolar modo le caratteristiche della sollecitazione.

Si tenga presente che il merge dei nodi non è stato effettuato per la connessione tra copertura a doppia falda e, rispettivamente, facciata frontale e tamburo centrale (tale

scelta è stata dettata dal fatto che, durante i rilievi in situ, il team del Politecnico ha riscontrato la presenza di uno scarso collegamento tra i suddetti elementi)



Figura 28 Muro di controfacciata di scarsa qualità implica scarso collegamento con il tetto (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

Al termine del processo di creazione e definizione della mesh, al fine di ottenere nelle fasi successive dei risultati attendibili, che non siano soggetti a instabilità di tipo numerico, è necessario un controllo della mesh mediante la valutazione di diversi parametri che caratterizzano il “Check Quality”:

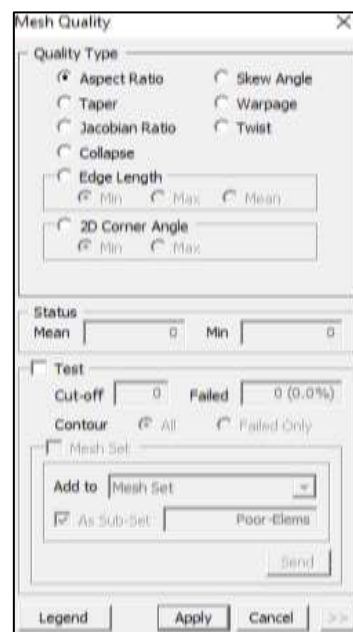


Figura 29 Schermata del Check Quality (rif. modello creato da me)

- Aspect ratio;

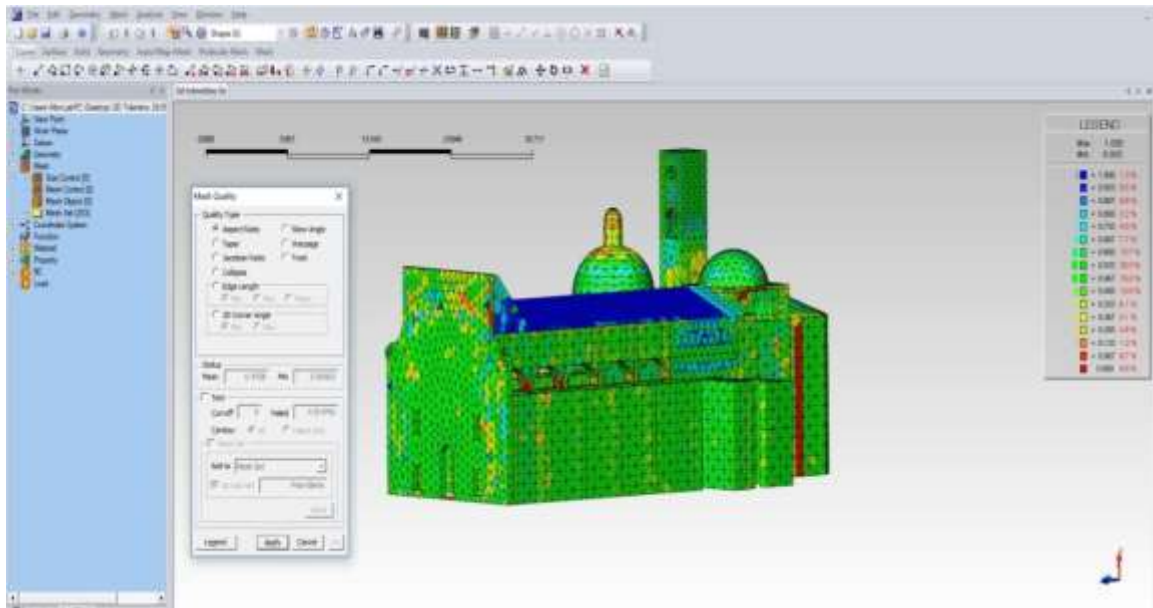


Figura 30 Rappresentazione della mesh quality: aspect ratio (rif. modello creato da me)

Nonostante alcuni elementi siano di colore rosso e quindi abbiano una geometria abbastanza distorta, essi sono stati comunque importati nel modulo di analisi Gen senza alcuni problema e non hanno fortemente influito sui risultati finali.

- Taper;

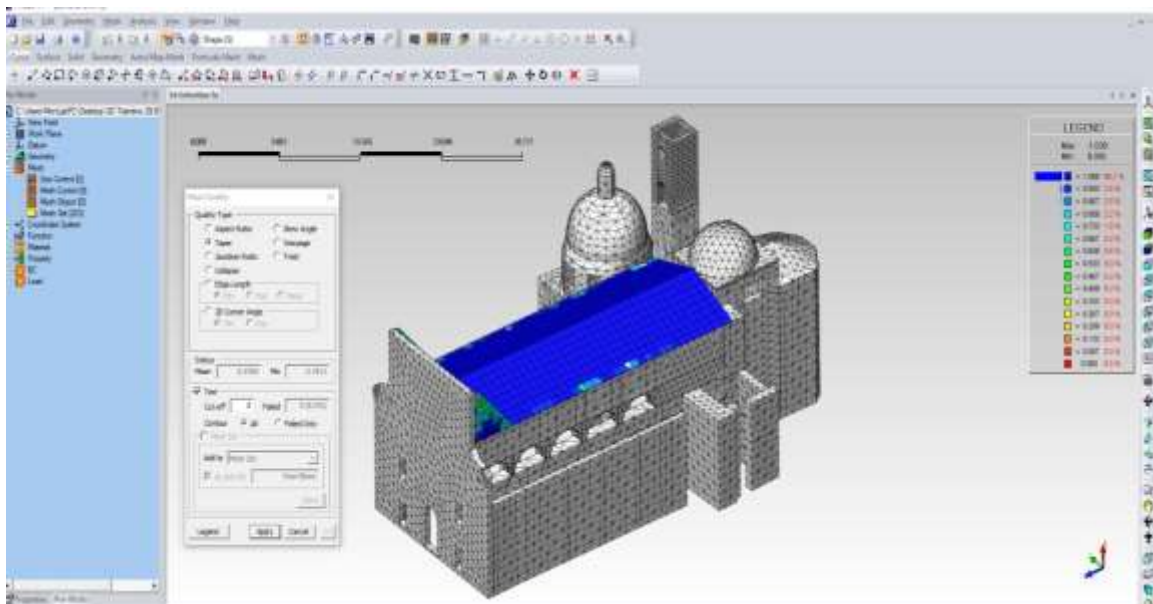


Figura 31 Rappresentazione della mesh quality: taper (rif. modello creato da me)

- Jacobian Ratio;

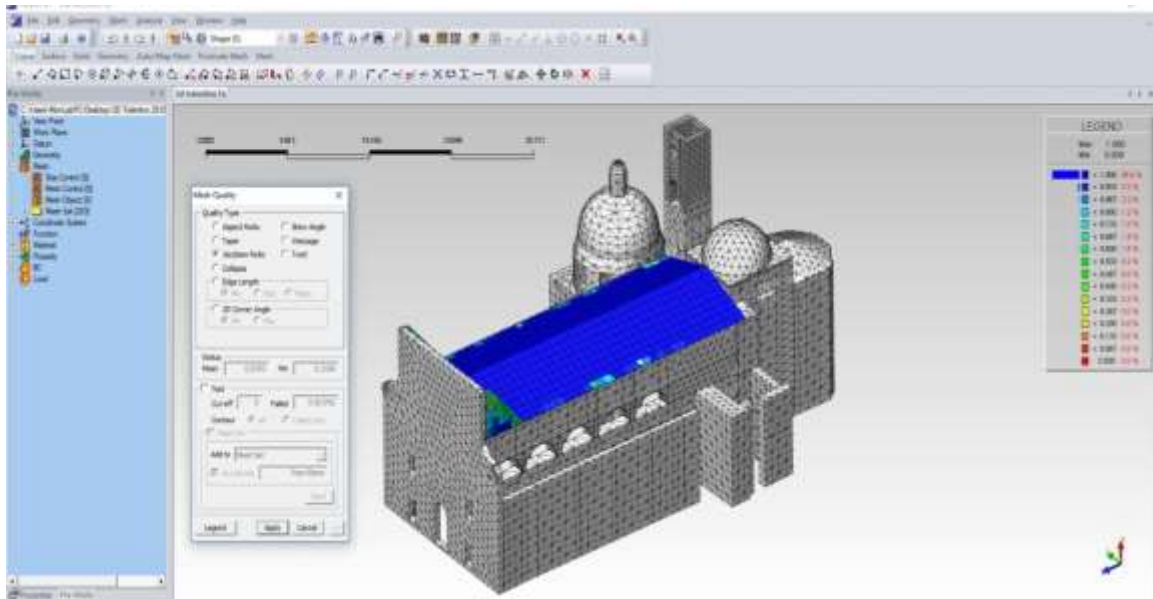


Figura 32 Rappresentazione della mesh quality: Jacobian Ratio (rif. modello creato da me)

Il taper e lo jacobiano riguardano solo la mesh relativa al tetto che è stata fatta con elementi shell bidimensionali (si ricorda infatti che il tetto in legno non ha alcuna funzione strutturale e ha inoltre uno spessore esiguo di soli 0.3 m, per questo motivo si è deciso di non modellarlo con elementi tridimensionali ma con elementi 2D, unitamente ai contrafforti).

- Collapse;

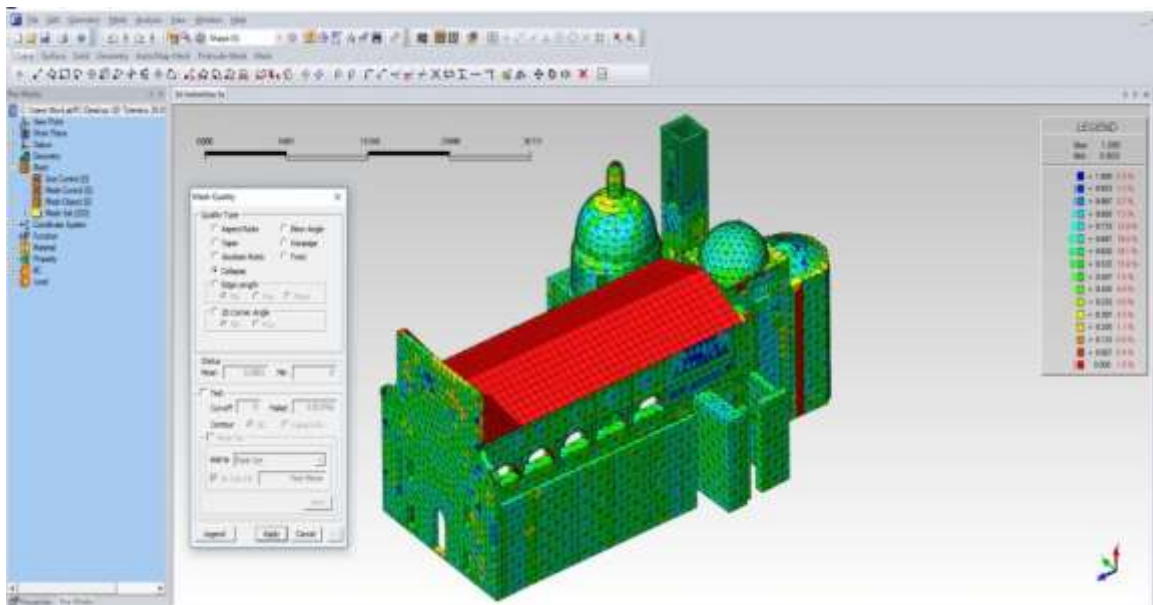


Figura 33 Rappresentazione della mesh quality: collapse (rif. modello creato da me)

- Skew Angle;

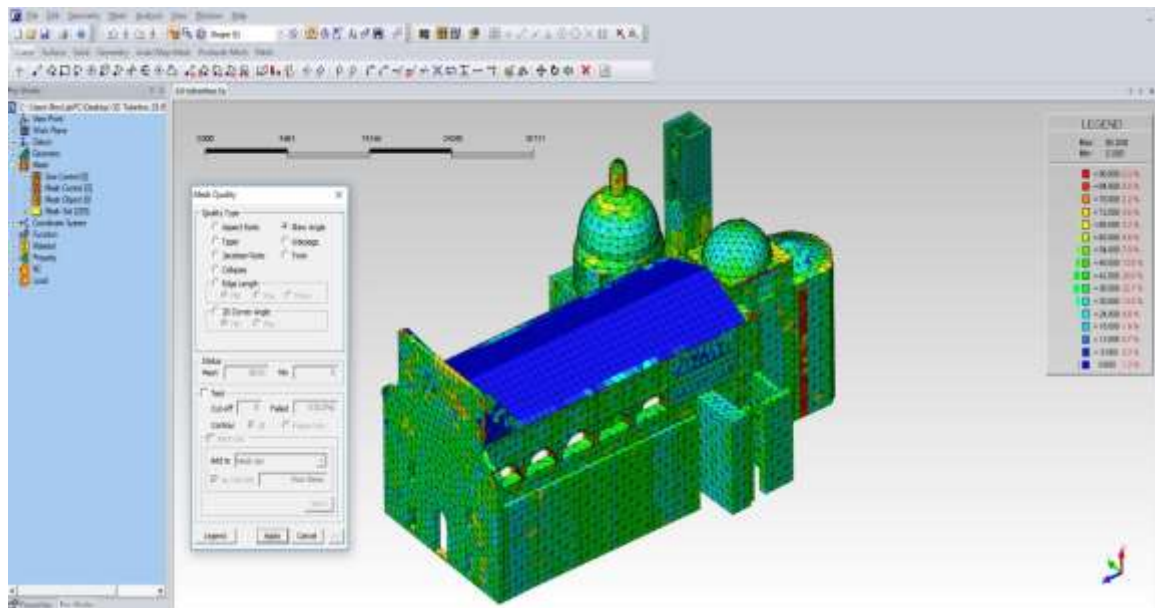


Figura 34 Rappresentazione della mesh quality: skew angle (rif. modello creato da me)

- Warpage;

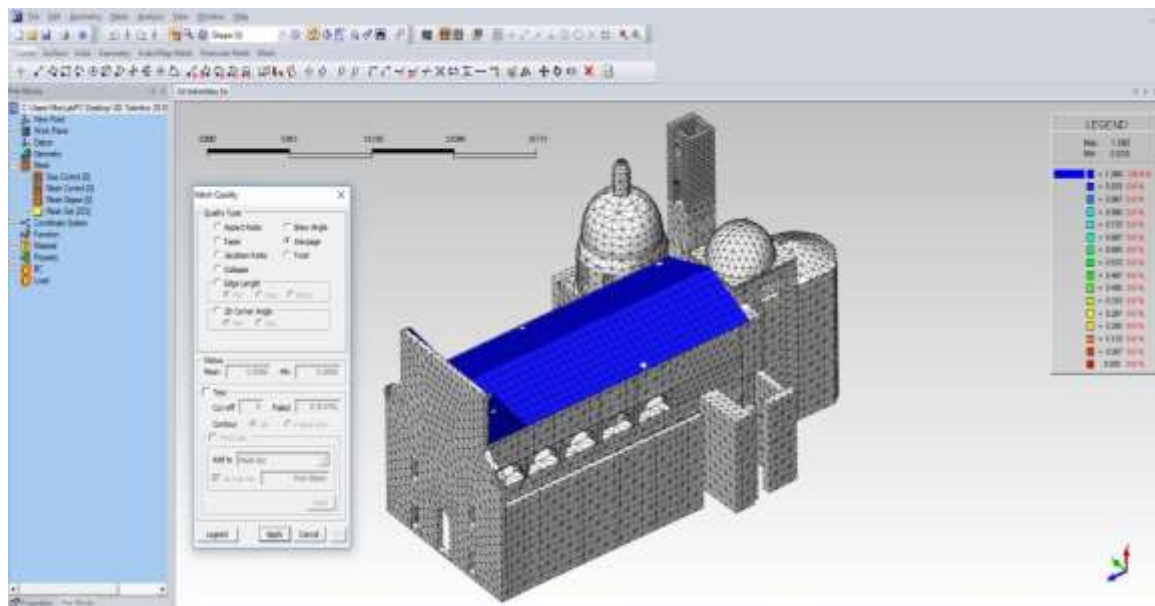


Figura 35 Rappresentazione della mesh quality: warp (rif. modello creato da me)

- Twist;

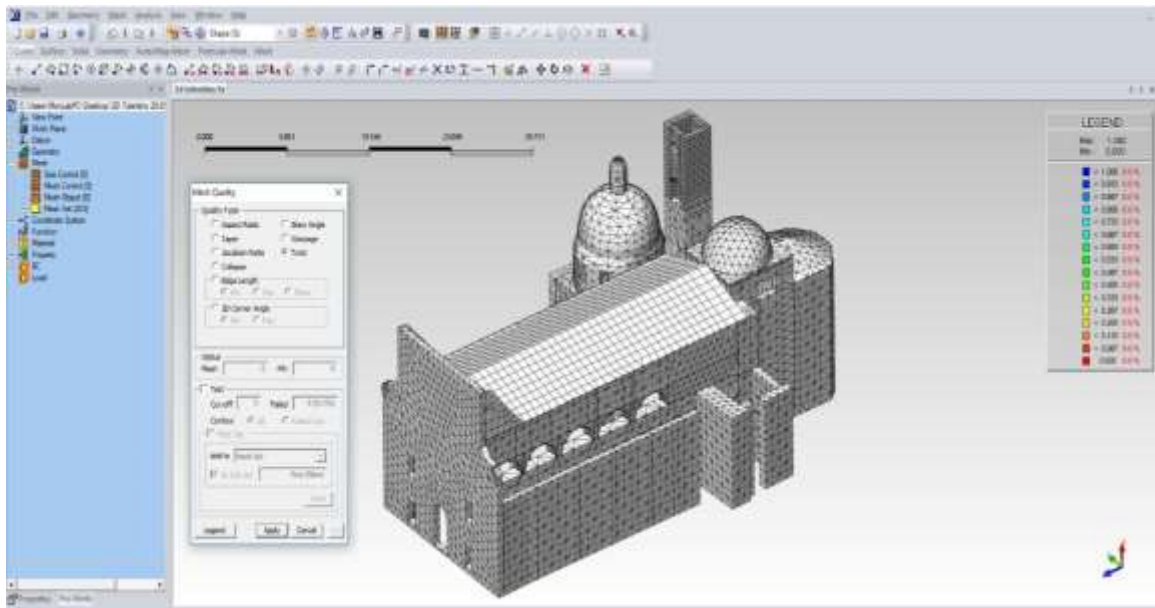


Figura 36 Rappresentazione della mesh quality: twist (rif. modello creato da me)

4.5. DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Al termine della definizione della mesh è stato possibile importare il modello da “Midas FX” a “Midas Gen”, modulo in cui sono state condotte le analisi.

Preliminarmente al lancio delle analisi però bisogna impostare carichi e vincoli che non sono stati inseriti nel modulo precedente.

Il cassettonato in legno che avevamo definito come carico uniformemente distribuito su una delle due capriate accoppiate vale 4.22 kN/m (per un totale di sei carichi uniformemente distribuiti).

Quindi le coppie di capriate che erano state presentate al paragrafo 4.4 abbiamo una di esse che è scarica, mentre l'altra presenta il carico appena citato, coerentemente alle scelte di modellazione precedentemente discusse.

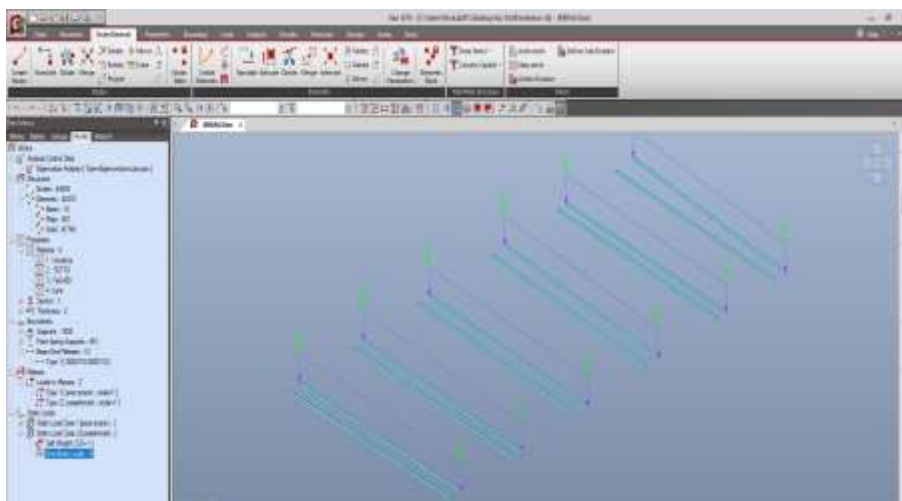


Figura 37 Definizione del carico dovuto al casettonato ligneo (rif. modello creato da me)

Infine sono stati assegnati i vincoli di pertinenza.

La struttura è stata ipotizzata incastrata alla base per quanto concerne la quota del piano campagna $z = 0$, in quanto non si hanno informazioni sull'interazione terreno-struttura.

Bisogna inoltre tener conto del fatto che la Basilica di San Nicola è inserita in un complesso strutturale più grande e nella modellazione non si è tenuto conto dell'ala conventuale adiacente alla struttura; tuttavia per simulare l'interazione che c'è tra l'edificio non modellato e la Basilica in esame sono stati inseriti vincoli cedevoli che vanno sotto il nome di “point springs” la cui rigidezza si è assunta paragonabile al modulo elastico definito per la muratura.

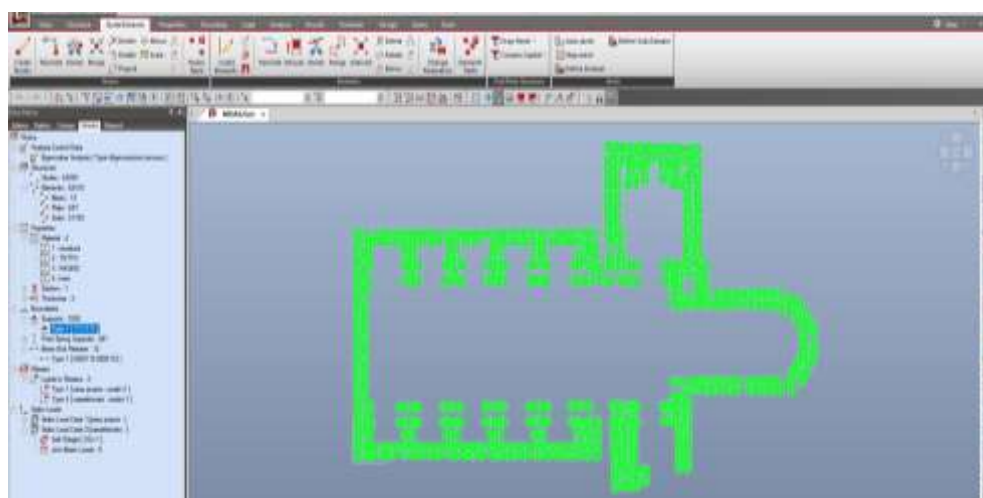


Figura 38 Visualizzazione dei vincoli di incastro alla base della struttura (rif. modello creato da me)

Ovviamente tali vincoli sono stati messi in corrispondenza dei punti di contatto tra la struttura oggetto di studio e quella adiacente.

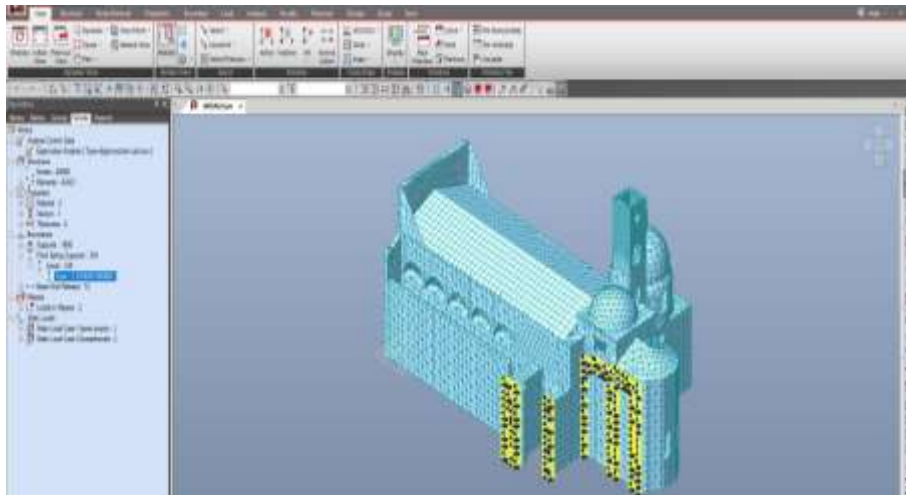


Figura 39 Visualizzazione dei vincoli cedevoli che simulano l'ala conventuale (rif. modello creato da me)

È stato così definito il modello in “Midas Gen” necessario per eseguire tutte le analisi di pertinenza. Segue un’immagine del modello 3D finale utilizzato per il calcolo.

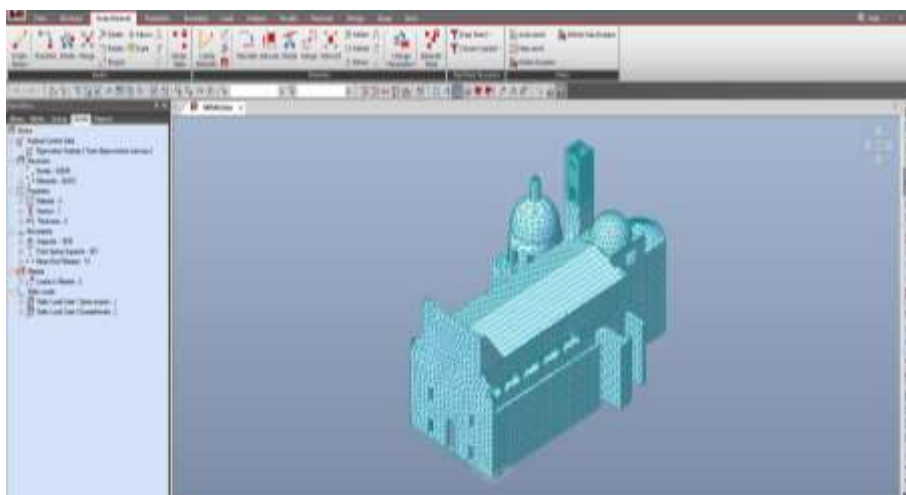


Figura 40 Modello 3D della Basilica di San Nicola (rif. modello creato da me)

5. ANALISI SUL MODELLO

Per studiare come una struttura risponde ad un evento sismico esistono diversi tipi di analisi che possono dar luogo a risultati più o meno vicini alla realtà; tra queste abbiamo:

- Analisi Statica Lineare;
- Analisi Dinamica Modale;
- Analisi Statica non Lineare;
- Analisi Dinamica Non Lineare.

Fra quelle sopra citate, l'ultima appare sicuramente il tipo di analisi più accurato e che fornisce risultati prossimi al comportamento reale della struttura; per contro un'analisi di questo tipo è molto complessa e soprattutto nel caso di un modello tridimensionale come quello in esame risulta molto onerosa.

Effettuare invece una analisi statica lineare per una struttura in muratura risulta essere una scelta poco significativa, poiché bisogna tener conto di tutte le complessità intrinseche che il materiale stesso possiede; in prima battuta si è deciso così di svolgere una analisi dinamica modale e una analisi dinamica modale con spettro.

5.1. ANALISI DINAMICA MODALE

L'analisi dinamica modale è una analisi agli autovalori che ci permette di definire i modi propri di vibrare della struttura.

Tralasciando la teoria su cui si basa tale analisi, per il calcolo col software sono stati ritenuti significativi i primi 10 modi di vibrare.

Tuttavia dai dati sperimentali di cui si era in possesso è stato possibile confrontare solo le frequenze relative ai primi quattro modi di vibrare; per quanto riguarda invece il confronto tra modello bidimensionale, sviluppato nella tesi di Adriana Pascale, e quello tridimensionale, oggetto della presente tesi, è stato possibile esaminare tutti i modi di vibrare presi in considerazione e le relative frequenze.

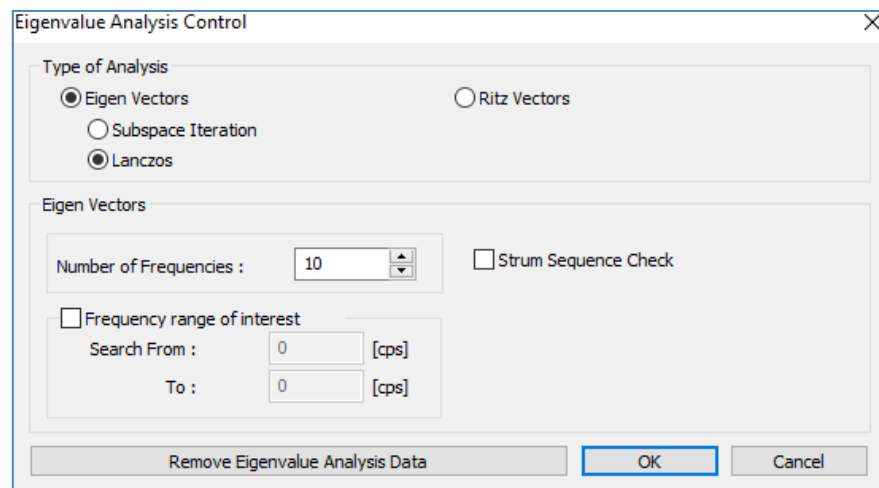


Figura 41 Impostazione dei parametri per l'analisi dinamica modale (rif. modello creato da me)

Eseguita l'analisi si evince che i primi due modi di vibrare interessano la torre campanaria in direzioni rispettivamente trasversale e longitudinale della basilica.

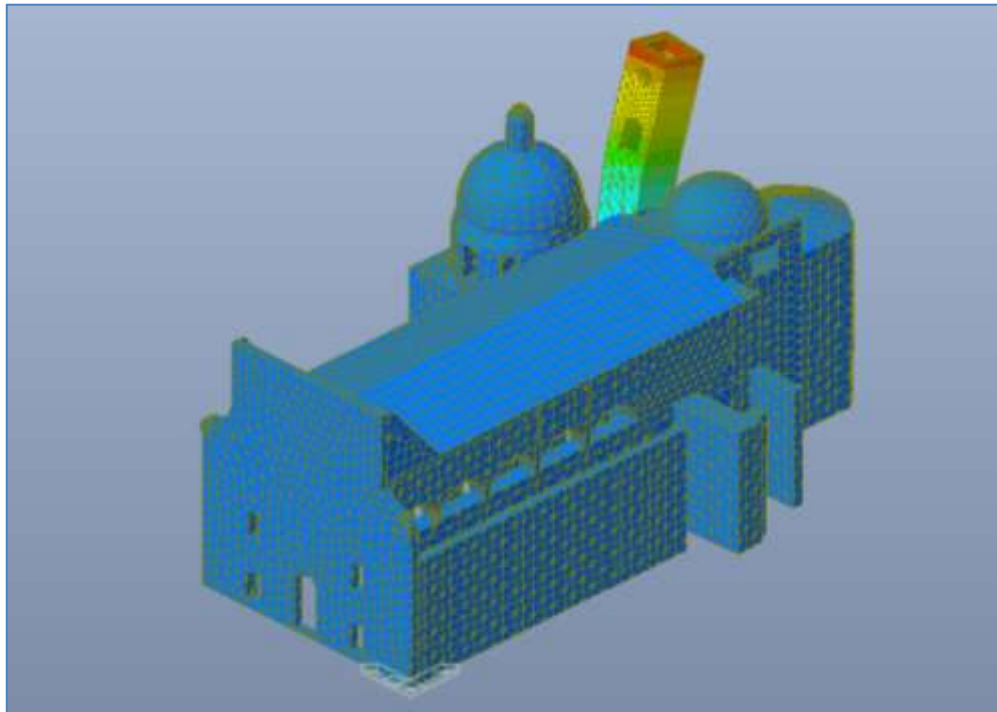


Figura 42 1° Modo flessionale lungo X della torre (rif. Modello 3D creato da me)

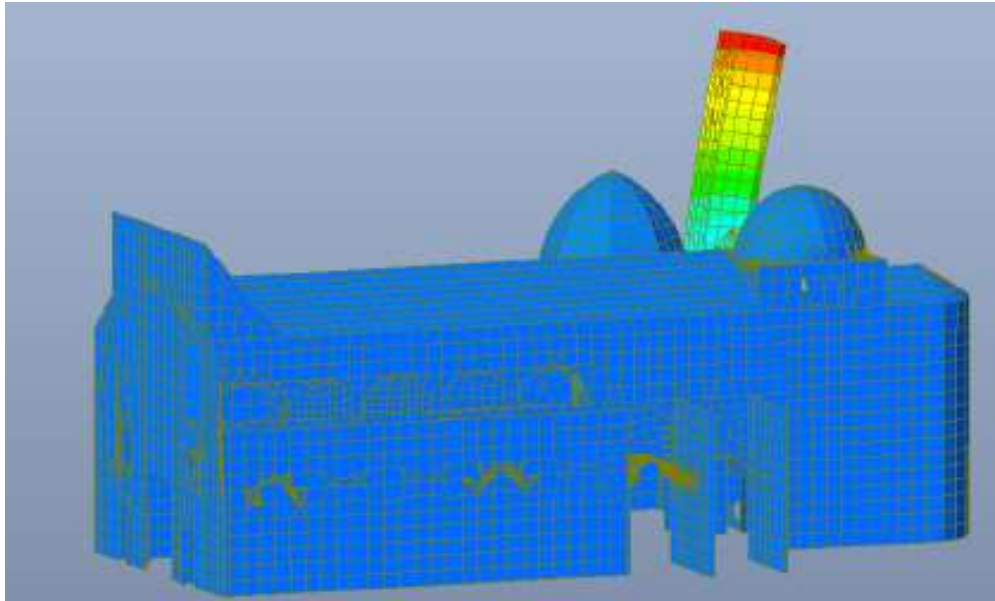


Figura 43 1° modo flessionale lungo X (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)

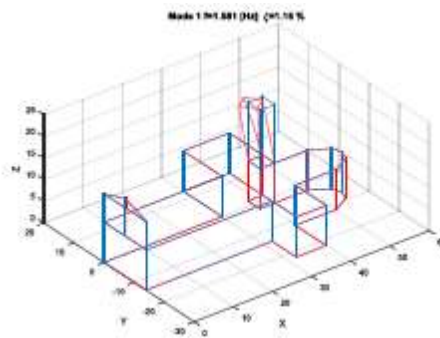


Figura 44 Prima forma modale identificata (rif. “Earthquake Thessaloniki Engineering 18-21 June 2018. The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy” Takayoshi AOKI, Daniele COSTANZO, Renato LANCELLOTTA, Adriana PASCALE, Antonino QUATTRONE, Donato SABIA)

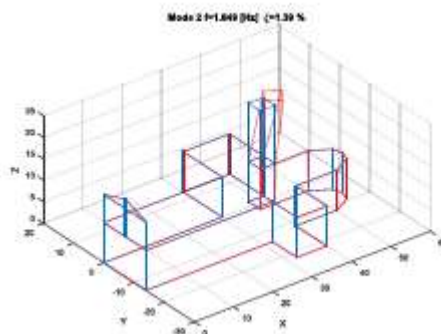


Figura 45 Seconda forma modale identificata (rif. “Earthquake Thessaloniki Engineering 18-21 June 2018. The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy” Takayoshi AOKI, Daniele COSTANZO, Renato LANCELLOTTA, Adriana PASCALE, Antonino QUATTRONE, Donato SABIA)

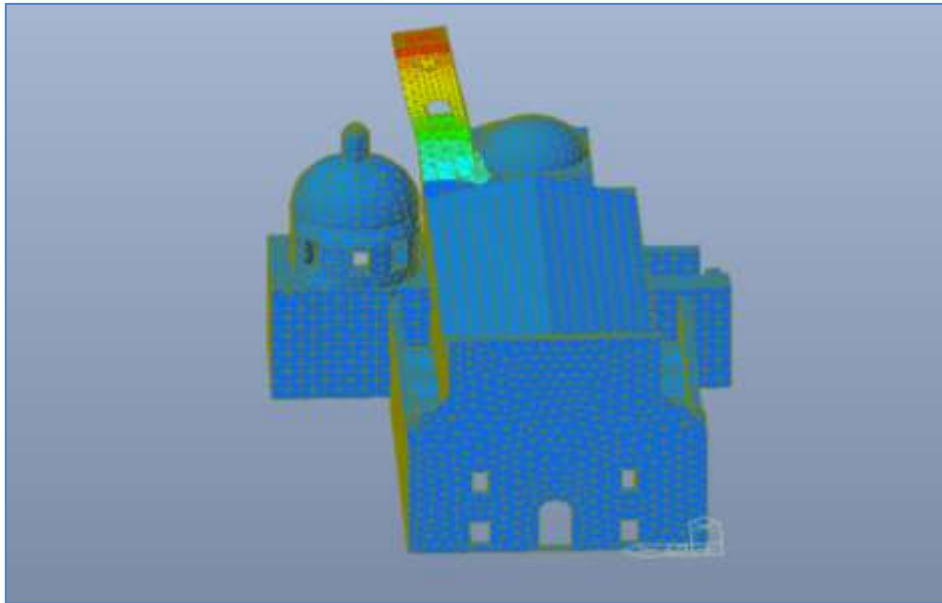


Figura 46 2° Modo flessionale lungo Y della torre (rif. Modello 3D creato da me)

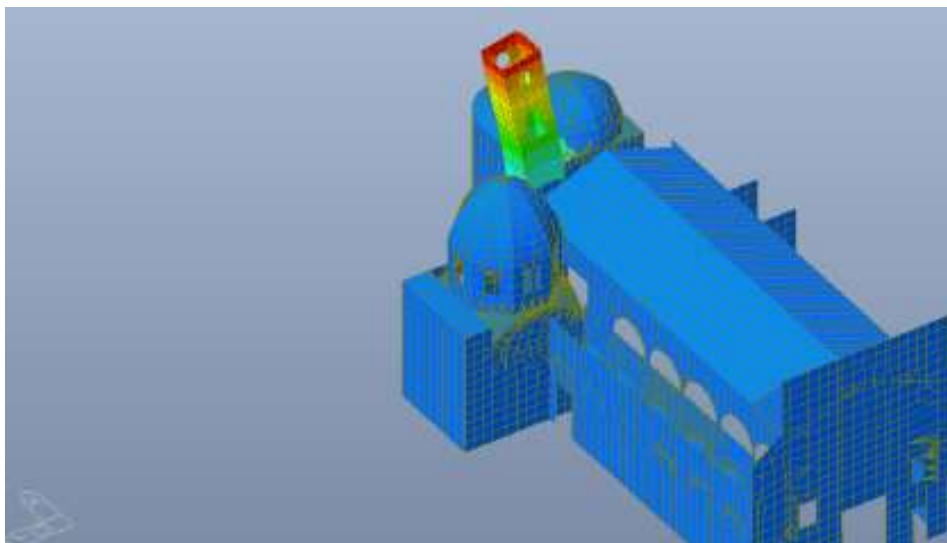


Figura 47 2° modo flessionale lungo Y (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)

Per quanto riguarda invece terzo e quarto modo di vibrare, essi riguardano principalmente tutta la Basilica nel suo complesso.

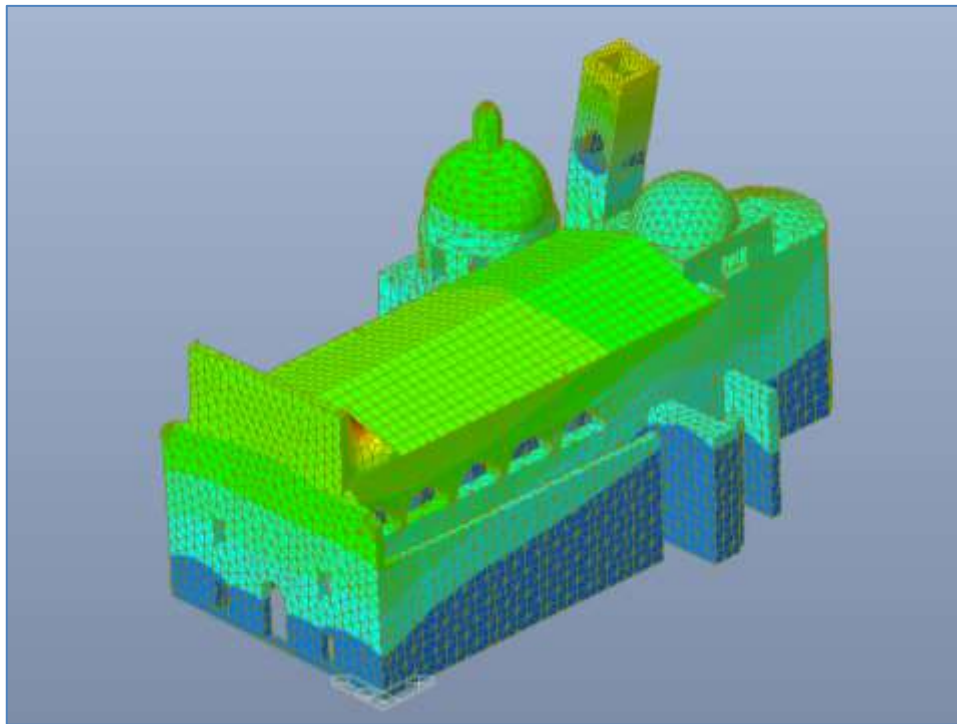
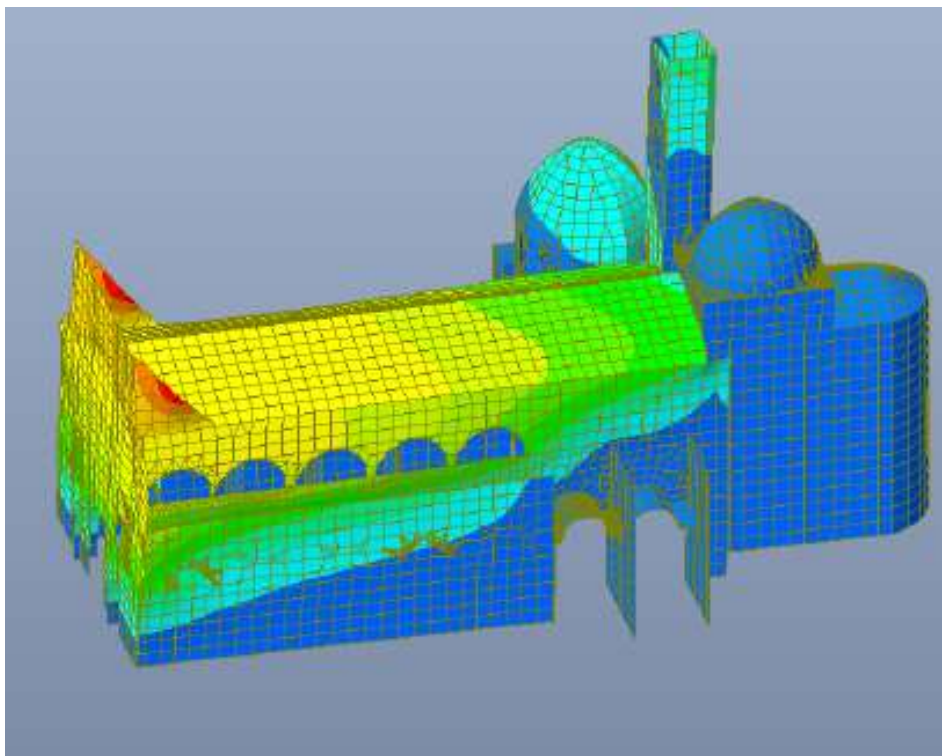


Figura 48 3° Modo di vibrare della Basilica (rif. Modello 3D creato da me)



**Figura 49 3° modo di vibrare della Basilica (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino”
tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)**

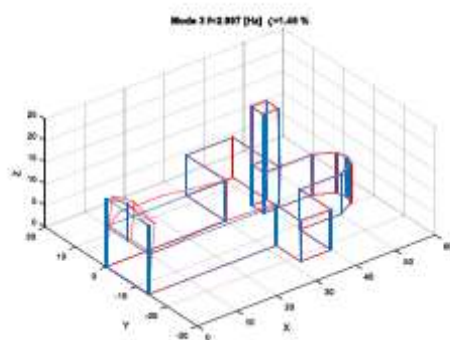


Figura 50 Terza forma modale identificata (rif. “Earthquake Thessaloniki Engineering 18-21 June 2018. The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy” Takayoshi AOKI, Daniele COSTANZO, Renato LANCELLOTTA, Adriana PASCALE, Antonino QUATTRONE, Donato SABIA)

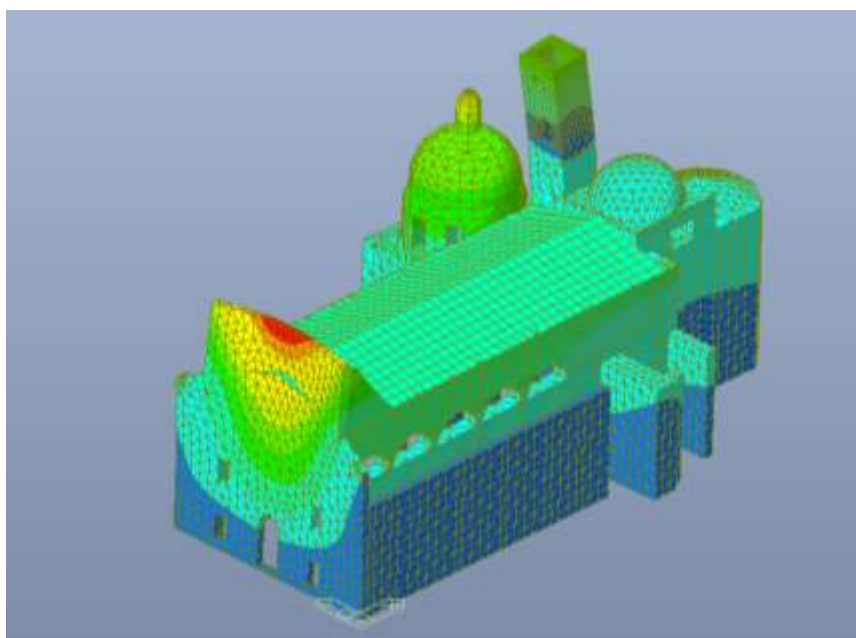


Figura 51 4° Modo di vibrare della Basilica (rif. Modello 3D creato da me)

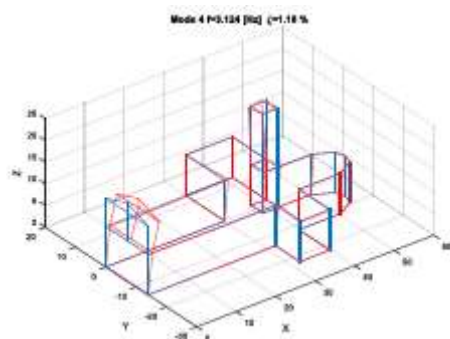


Figura 52 Quarta forma modale identificata (rif. “Earthquake Thessaloniki Engineering 18-21 June 2018. The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy” Takayoshi AOKI, Daniele COSTANZO, Renato LANCELLOTTA, Adriana PASCALE, Antonino QUATTRONE, Donato SABIA)

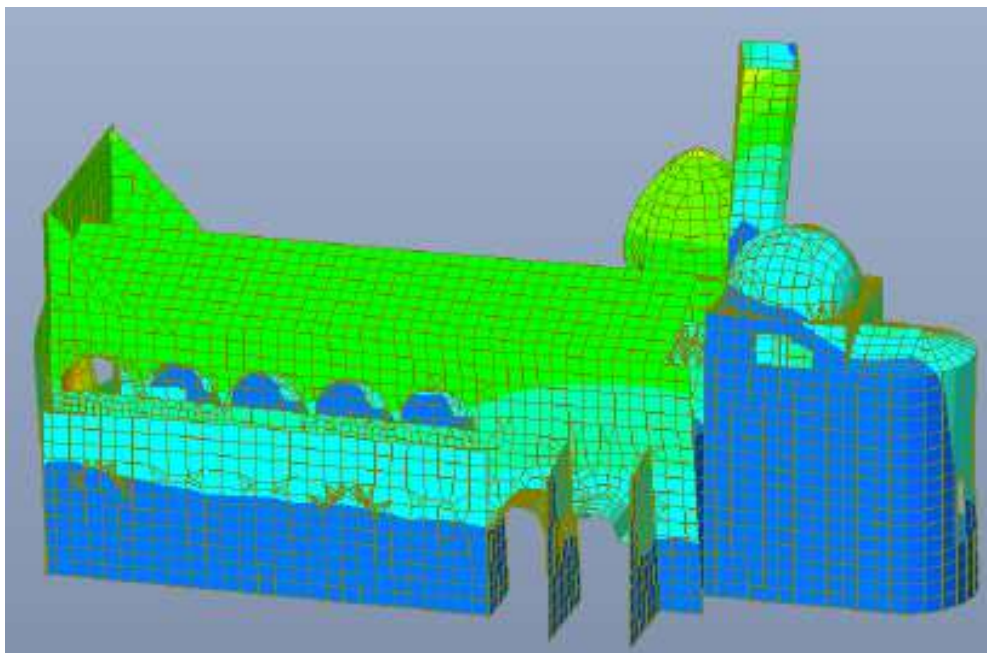


Figura 53 4° modo di vibrare della Basilica (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)

Dai risultati ottenuti dal monitoraggio dinamico grazie all’elaborazione di dati ricavati da accelerometri che sono stati posti in diversi punti della struttura in oggetto, sono stati trovati i seguenti valori di frequenze e forme modali:

Modo	Frequenza [Hz]	ζ [%]	Descrizione
1	1.581 (0.018)	1.16 (0.22)	Flex. X
2	1.849 (0.021)	1.39 (0.84)	Flex. Y
3	2.997 (0.046)	1.45 (0.29)	Aula Y
4	3.124 (0.026)	1.18 (0.20)	Aula X

Figura 54 Risultati monitoraggio dinamico (Rif. “Post-earthquake dynamic monitoring of Basilica of St. Nicholas of Tolentino di Donato Sabia, Takayoshi Aoki, Daniele Costanzo, Renato Lancellotta, Antonino Quattrone)

Tali risultati sono stati utili per validare il modello bidimensionale della Basilica sviluppato da Adriana Pascale nella sua tesi di laurea magistrale. Di supporto a tale validazione è stato anche il modello tridimensionale oggetto della presente tesi.

Dall’analisi modale svolta sul modello 3D di riferimento si evince come, rispetto ai dati sperimentali e alle frequenze trovate dall’analisi modale sul modello 2D, solo i primi due modi di vibrare differiscono in termini di frequenze ma non come forma modale.

E I G E N V A L U E A N A L Y S I S =====

SOLUTION ALGORITHM : LANCZOS METHOD.

MODE NO.	F R E Q U E N C Y		PERIOD [SEC]	TOLERANCE
	[RAD/SEC]	[CYCLES/SEC]		
1	9.815658E+00	1.562211E+00	6.40119E-01	0.00000E+00
2	1.079871E+01	1.718668E+00	5.81846E-01	0.00000E+00
3	1.884028E+01	2.998524E+00	3.33497E-01	8.99505E-52
4	2.176526E+01	3.464049E+00	2.88680E-01	5.40934E-42
5	2.266051E+01	3.606531E+00	2.77275E-01	1.15722E-38
6	2.436350E+01	3.877571E+00	2.57893E-01	8.07741E-34
7	2.586722E+01	4.116896E+00	2.42901E-01	9.40082E-29
8	2.626676E+01	4.180485E+00	2.39207E-01	1.20898E-27
9	2.709110E+01	4.311682E+00	2.31928E-01	2.29484E-25
10	2.733240E+01	4.350086E+00	2.29881E-01	7.50598E-25

Figura 55 Risultati dell'analisi modale sul modello 2D (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)

E I G E N V A L U E A N A L Y S I S =====

SOLUTION ALGORITHM : LANCZOS METHOD.

MODE NO.	F R E Q U E N C Y		PERIOD [SEC]	TOLERANCE
	[RAD/SEC]	[CYCLES/SEC]		
1	1.304107E+01	2.075550E+00	4.81800E-01	0.00000E+00
2	1.345791E+01	2.141893E+00	4.66877E-01	0.00000E+00
3	1.971324E+01	3.137459E+00	3.18729E-01	1.08726E-55
4	2.209460E+01	3.516466E+00	2.84376E-01	1.38165E-47
5	2.253610E+01	3.586732E+00	2.78805E-01	2.74679E-46
6	2.478527E+01	3.944698E+00	2.53505E-01	6.29919E-40
7	2.609310E+01	4.152846E+00	2.40799E-01	1.12250E-36
8	2.908794E+01	4.629489E+00	2.16007E-01	1.71057E-29
9	2.964725E+01	4.718506E+00	2.11931E-01	1.35135E-26
10	3.000569E+01	4.775555E+00	2.09400E-01	7.96513E-26

Figura 56 Risultati dell'analisi modale sul modello 3D (rif. Modello creato da me)

Poiché i primi due modi di vibrare che differiscono sono quelli relativi alla sola torre, si pensa che tale differenza in termini numerici dipenda dal grado di connessione che realmente c'è tra il campanile e il resto della struttura. La torre campanaria generalmente veniva costruita prima del resto della struttura e solitamente veniva realizzata con materiali più scadenti rispetto al resto del manufatto. Infatti la connessione tra i vari macroelementi creata dagli elementi tridimensionali è di gran lunga maggiore rispetto a quella definita attraverso gli elementi shell del modello

bidimensionale; inoltre c'è da tenere conto del fatto che nel modello 3D tutti le varie porzioni della struttura vengono rappresentate per il loro reale spessore e non in riferimento ad un piano medio, di conseguenza tra i due modelli varia anche l'altezza libera del campanile (la differenza in elevazione è di circa un metro), ossia l'altezza entro la quale la torre campanaria non è più ammorsata all'interno del resto della basilica. Tale aspetto, si è visto sperimentalmente, influenza notevolmente la frequenza dei primi due modi di vibrare, tuttavia le motivazioni appena presentate sono solo delle ipotesi; bisognerebbe studiare meglio la struttura per poter arrivare a definire delle spiegazioni più affidabili.

5.2. ANALISI MODALE CON SPETTRO

Prima di poter effettuare una analisi sismica con spettro di risposta occorre prima di tutto definire:

- un' analisi modale della struttura con un numero di modi di vibrare adeguato (come visto precedentemente al paragrafo 5.1);
- una funzione spettrale in accordo con la normativa vigente, cioè l' ultima versione delle NTC (17/01/2018).

Quindi tenuto conto del fatto che l'analisi modale è stata già effettuata per la struttura in esame, mediante il software Midan Gen è stato possibile definire lo spettro di risposta di progetto.

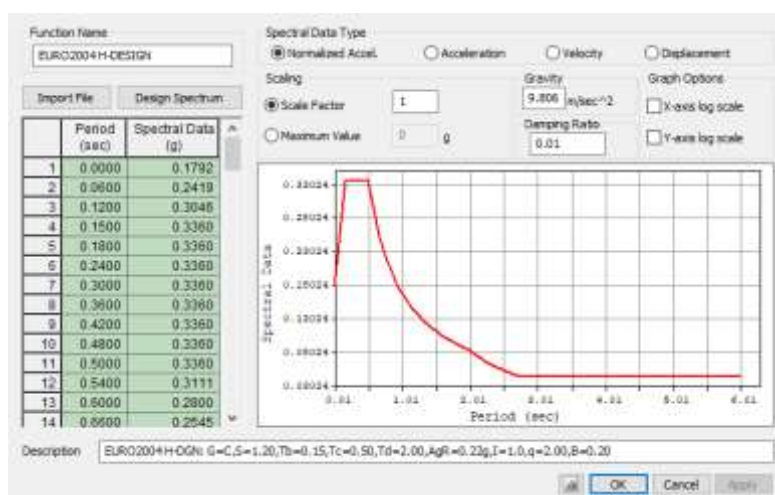


Figura 57 Definizione dello spettro di risposta mediante l'ausilio del software Midan Gen (modello creato da me)

Una volta definito lo spettro, sono stati impostati i due LoadCases relativi al sisma in direzione X e in direzione Y (non è stato considerato il sisma in direzione verticale Z, ritenuto trascurabile).

Effettuata l'analisi è stato possibile determinare gli spostamenti, quindi le relative deformate e le tensioni che si riscontrano nella struttura per entrambi i casi di carico.

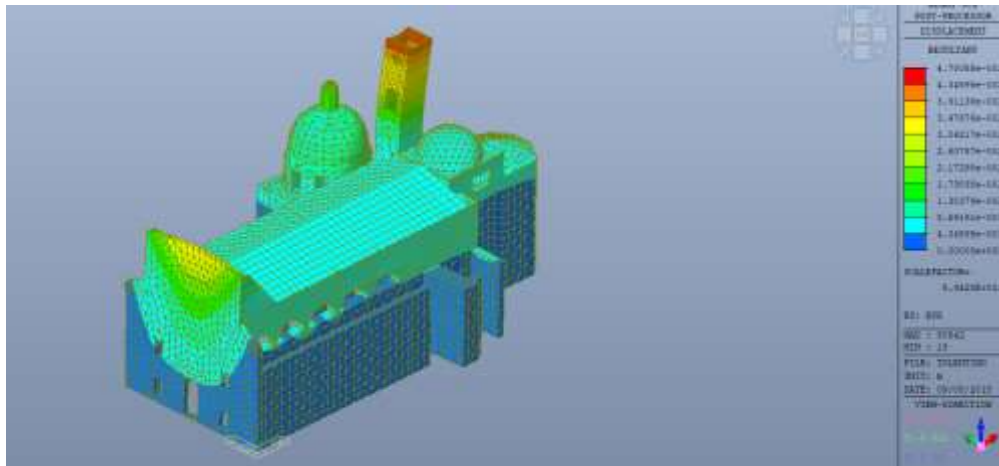


Figura 58 Contour degli spostamenti per il LoadCase Sisma X (modello creato da me)

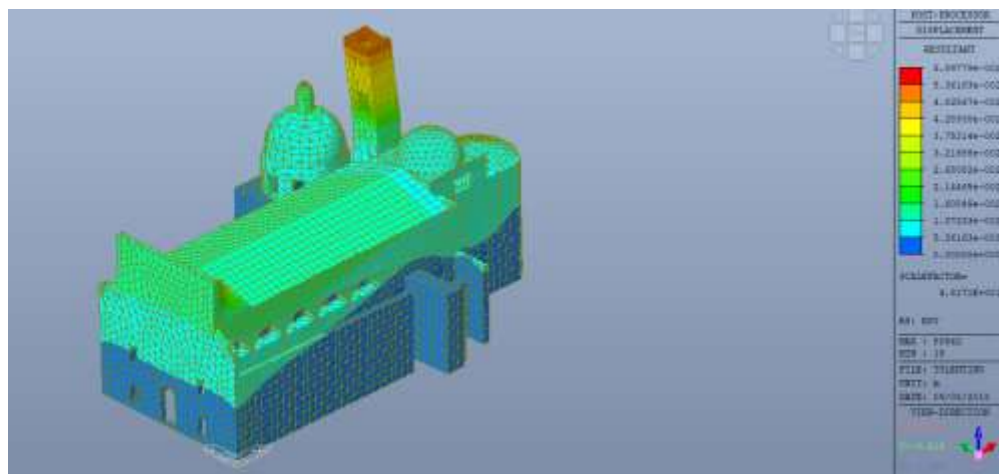


Figura 59 Contour degli spostamenti per il LoadCase Sisma Y (modello creato da me)

Per quanto concerne invece le tensioni, sono state plottate solo le tensioni σ_{x-x} , σ_{y-y} , σ_{z-z} relative ai due casi sismici per i soli elementi solidi. Manca dunque la rappresentazione dello stato tensionale della copertura che, come detto in precedenza,

è stata modellata con elementi shell dato l'esiguo spessore e tenuto conto del fatto che essa non ha alcuna funzione dal punto di vista strutturale.

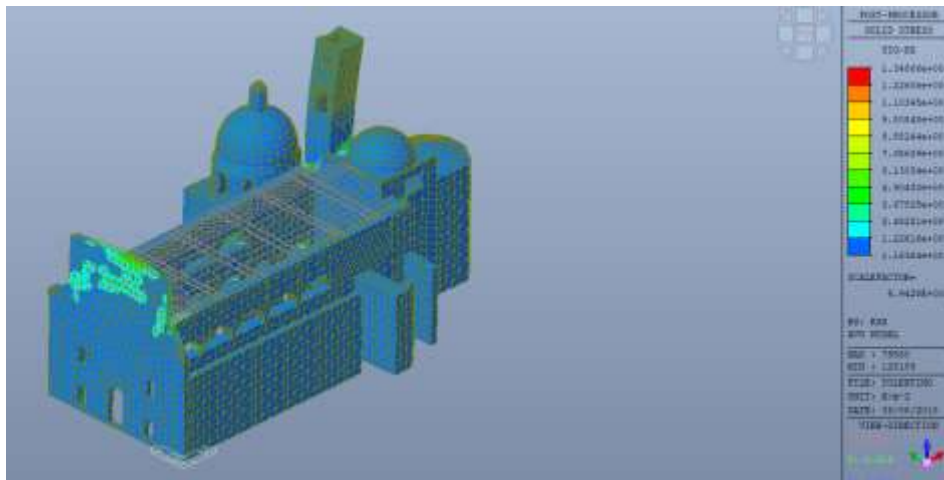


Figura 60 Tensione σ_{x-x} per il sisma X (modello creato da me)

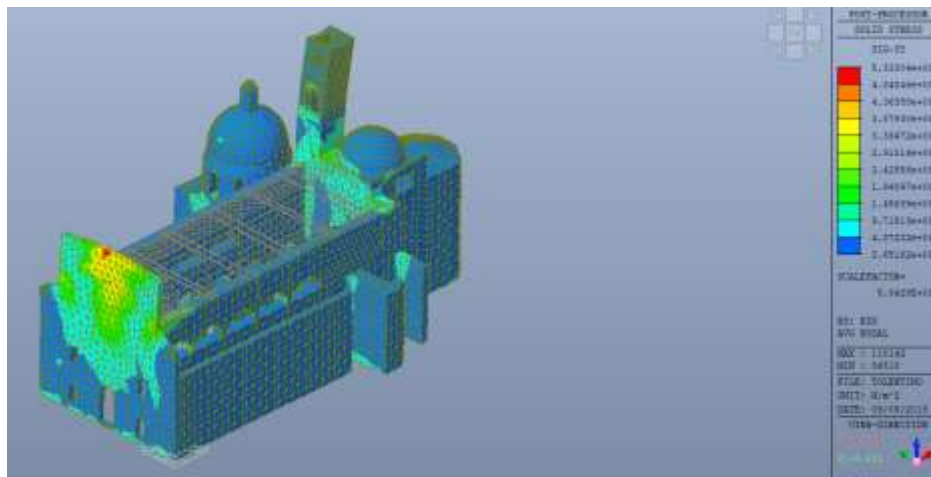


Figura 61 Tensione σ_{y-y} per il sisma X (modello creato da me)

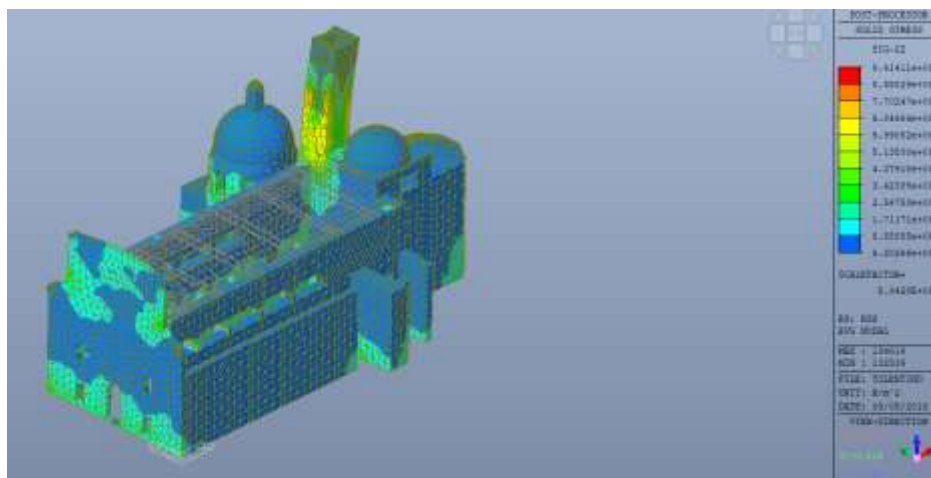


Figura 62 Tensione σ_{z-z} per il sisma X (modello creato da me)

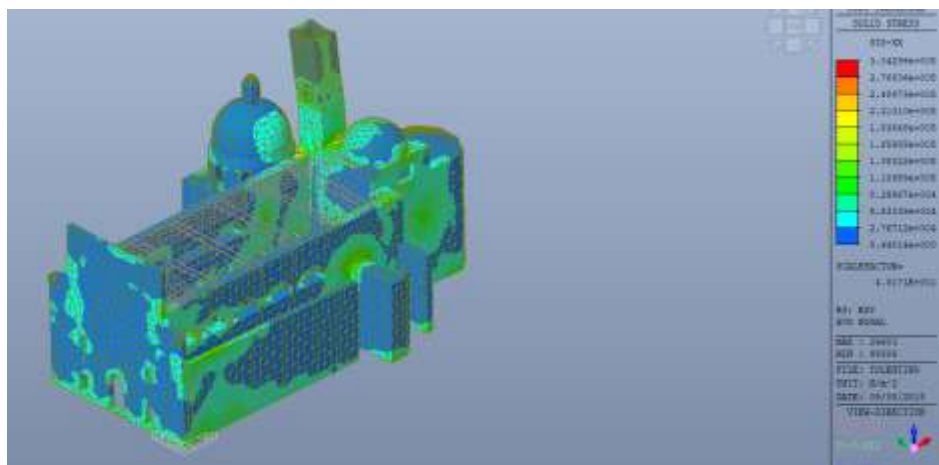


Figura 63 Tensione σ_{xx} per il sisma Y (modello creato da me)

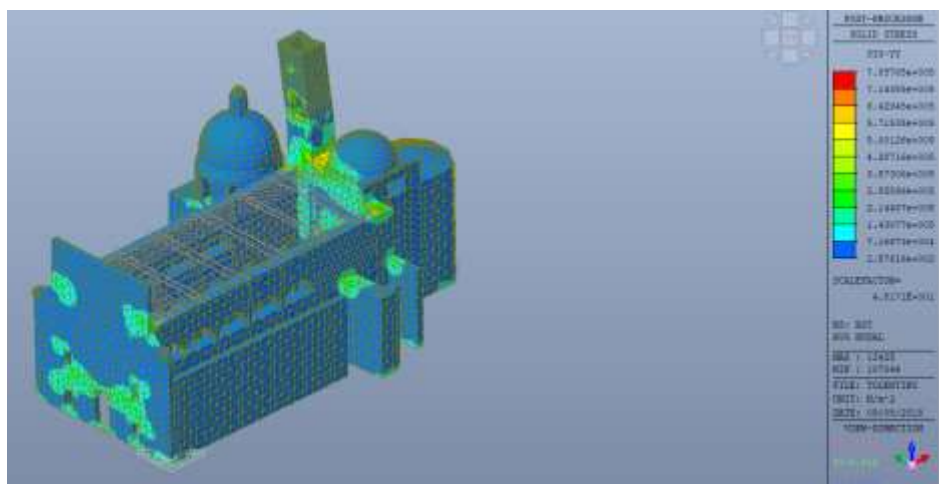


Figura 64 Tensione σ_{yy} per il sisma Y (modello creato da me)

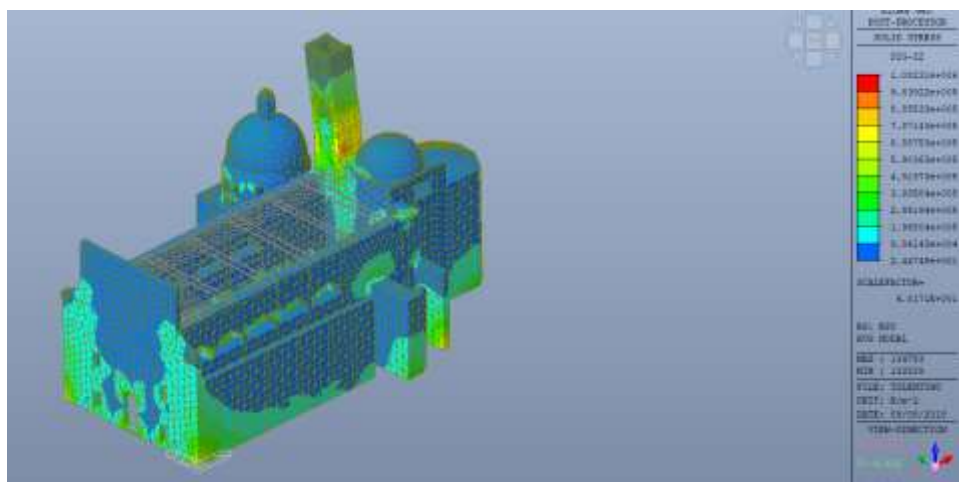


Figura 65 Tensione σ_{zz} per il sisma Y (modello creato da me)

L'analisi dinamica modale con spettro ha il compito quindi di determinare le sollecitazioni a cui è soggetta la struttura sotto l'azione di un evento sismico in modo tale che esse vengano poi confrontate con le resistenze dei materiali.

Si ricorda che la muratura presenta una resistenza a trazione nulla, e nel legame costitutivo utilizzato, una resistenza a compressione infinita.

6. MECCANISMI DI COLLASSO NEGLI EDIFICI STORICI ECCLESIASTICI IN MURATURA

Con il termine danno si indicano le condizioni attraverso cui si può evidenziare l'allontanamento della struttura in oggetto dalla condizione iniziale e/o precedente il verificarsi di un evento sismico che provoca dissesto nella stessa; esso è quindi descritto come differenza tra la situazione reale, precedente all'evento e opportunamente documentata, e tutte le forme di alterazione della geometria e del materiale che sono presenti e che si possono vedere in un certo istante, che non si riscontrano nella condizione precedente.

Con tipo di danno si intendono le caratteristiche di insieme (in particolare la disposizione e forma dei danni della struttura) a cui si può ricondurre schematicamente un certo tipo di rottura; in questo modo si riesce a definire un quadro riconoscibile e comparabile con altri: il riconoscimento del tipo di danno costituisce così la correlazione tra la conformazione dell'oggetto e i meccanismi di dissesto.

“Per modo di danno si indica, invece, il particolare manifestarsi del danno sui materiali propri della costruzione, ed è perciò maggiormente correlabile ai caratteri costruttivi dell'oggetto danneggiato.”⁷

Con dissesto si intende il progressivo allontanamento o la perdita (che può essere totale o parziale) della condizione di stabilità che la struttura aveva in precedenza. Il fenomeno di dissesto ci permette di descrivere come avviene l'allontanamento tra le varie parti della struttura nel tempo.

Il meccanismo, infine, non è altro che la rappresentazione in maniera piuttosto schematica del cinematismo; si procede alla discretizzazione del macroelemento in diverse parti e di queste si considerano gli spostamenti relativi, mediante dei vettori di spostamento, che si possono riconoscere durante tutto il processo di dissesto;

⁷ “Calcolo dei meccanismi di collasso e analisi sismiche su strutture in muratura” tesi di laurea magistrale di Anna Campostrini, anno accademico 2012/2013.

inoltre bisogna considerare che il meccanismo precedentemente definito, può interessare sia un macroelemento nel suo complesso (e in questo caso si parla di meccanismo principale) oppure una parte di esso (definendo così i meccanismi secondari).

Il meccanismo si dice unitario (o semplice) se l'intero processo di attivazione del cinematismo è correlato all'evoluzione di un solo meccanismo; si dice invece composito se esso è costituito da un meccanismo principale, ossia da un unico meccanismo che riguarda la struttura nella sua complessità, e da uno o più meccanismi secondari, che invece interessano solo alcune parti limitate di un macroelemento in esame.

Il meccanismo complesso è invece ciò che deriva dall'interazione e sovrapposizione di più meccanismi che riguardano tutta la struttura, e che si possono attivare anche in periodi temporali differenti.

Inoltre se consideriamo il concetto stesso di meccanismo, si può riconoscere come esso tende a rappresentare il comportamento sismico delle parti di struttura in analogia a quello di blocchi rigidi: quindi è come se il meccanismo che si può riscontrare in un macroelemento potesse essere studiato come un effettivo cinematismo di blocchi rigidi.

Nella realtà, un comportamento di questo tipo si può ritrovare solamente in alcuni tipi di muratura, che hanno una elevata coesione propria, in cui il danno è costituito da un numero limitato di lesioni di grande dimensione e tende ad allontanarsi da tale condizione al ridursi delle caratteristiche coesive dei pannelli murari, per andare verso un quadro che facilita deformazioni e danni diffusi (Doglioni et al. 1994).

In seguito agli eventi sismici che purtroppo sempre più frequentemente interessano il nostro paese, è stato possibile sempre di più aumentare il repertorio di informazioni disponibili sotto forma di un'ampia documentazione che riassume i dissesti, i danni e i crolli che hanno interessato qualsiasi tipo di struttura presente sul territorio: in questo caso, di nostro interesse è la documentazione che riguarda le chiese.

Grazie alla raccolta di questa ampia documentazione, è stato possibile individuare le modalità di danno che interessano i vari elementi della struttura. In questo modo sono state effettuate analisi che hanno permesso di poter associare ad ogni elemento

strutturale che costituisce la Basilica di San Nicola, i meccanismi da cui esso potrebbe essere interessato in caso di evento sismico, considerando che questi siano gli stessi che si potrebbero verificare con una certa probabilità sufficientemente alta in macroelementi dello stesso tipo.

Operativamente, i singoli elementi che costituiscono la struttura vengono estrapolati dal contesto globale isolando le parti entro le quali sono si possono avere i meccanismi di danno.

In seguito a queste considerazioni di carattere totalmente generale relative ai modi di danno, possiamo inoltre dire che essi si adottano per tutti i macroelementi, a patto che la tipologia muraria che li costituisce sia la stessa, in modo tale che ci sia una certa omogeneità.

In caso di murature che invece sono realizzate con pietrame di dimensioni molto piccole, (come ad esempio ciottoli e malta di scarsa qualità) la tendenza che è stata riscontrata nella maggior parte dei casi è quella della fessurazione diffusa, che in genere si manifesta in vaste porzioni dei pannelli murari; in seguito a tale lesionamento, si ha la perdita di coesione della muratura che si traduce in una difficile visione delle lesioni.

Al contrario, se la muratura ha invece delle buone caratteristiche meccaniche (es. pietre squadrate, blocchi di tufo), in questo caso il meccanismo che è più probabile che si inneschi è caratterizzato da poche lesioni, che generalmente sono isolate, e dalla formazione di blocchi rigidi.

Le lesioni che si formano sono ben distinguibili e dividono i vari elementi della muratura in parti che in alcuni casi possono essere anche di notevoli dimensioni, che mantengono la loro integrità.

Passiamo quindi ad analizzare i vari macroelementi che sono stati presi in considerazione e i rispettivi cinematismi di collasso secondo le linee guida.

- **Facciata:** essa è costituita da un pannello murario che in genere è unico e presenta come zone di sovrapposizione tra gli elementi, quelle in corrispondenza delle pareti laterali, in caso di chiese ad aula unica, ed anche parte delle pareti della navata centrale in caso di chiese a più navate. Nel caso

in oggetto si ha una navata unica. L'elemento di facciata non è standard ma varia fortemente tra una chiesa e l'altra; tale diversità comporta una grande influenza sui meccanismi di danno e sulla distribuzione delle lesioni nel macroelemento.

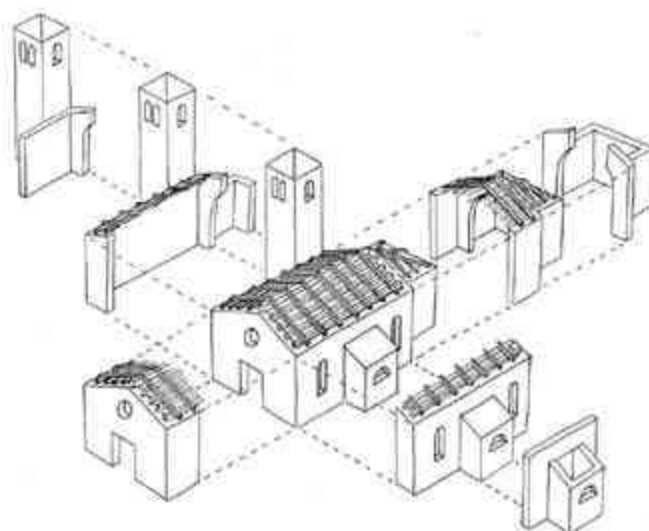


Figura 66 Esempio di esploso di una struttura nei suoi macroelementi (rif. “Calcolo dei meccanismi di collasso e analisi sismiche su strutture in muratura” tesi di laurea magistrale di Anna Campostrini, anno accademico 2012/2013)

- **Parete laterale:** è la parete muraria che in genere collega la facciata, l'arco trionfale e la copertura (spesso, negli edifici ecclesiastici storici, realizzata con capriate in legno). Le fasce di sovrapposizione sui lati sono da individuarsi in metà facciata da un lato, e metà arco trionfale dall'altro, stessa cosa per le coperture e le volte. Nel caso di chiese a tre navate si può fare il medesimo ragionamento con la parete della navata centrale che ha una parte inferiore con ampie aperture e una parte superiore con pochi e piccoli fori. Anche qui è possibile redigere un lungo elenco delle diverse tipologie di parete.
- **Abside e cappelle laterali:** l'abside è solitamente presente anche in chiese semplici; nel caso più campate, la prima parte prende il nome di presbiterio. È possibile individuare quattro diverse tipologie di abside (rettangolare, poligonale, circolare, circolare con presbiterio). Le cappelle laterali

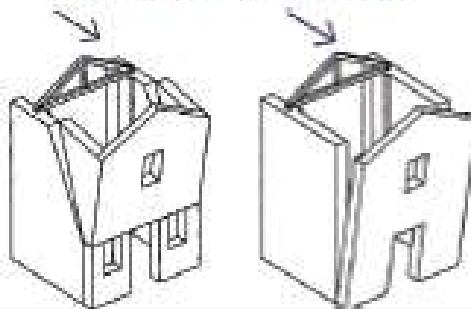
funzionano in modo molto simile all'abside. Nel caso in esame l'abside ha forma poligonale e presenza una serie di aperture laterali.

- **Campanile:** esistono due tipologie di campanili, quello in continuità con il resto della struttura e la torre campanaria isolata. Quest'ultima è suddivisibile in due macroelementi: la torre e la cella campanaria. Nel caso in esame la torre è inglobata nel resto della struttura, e si suppone che sia costituita dello stesso materiale del resto della Basilica; in genere le torri venivano costruite prima del resto della struttura, per questo in genere i mutui collegamenti presenti tra i veri elementi non sempre si conoscono con certezza, ma possono essere solo ipotizzati per tentativi; inoltre anche i materiali utilizzati per i campanili, in base alle conoscenze dettate dall'esperienza, risultano in genere avere caratteristiche meccaniche inferiori rispetto al resto della struttura, essendo essi di qualità più scadente.

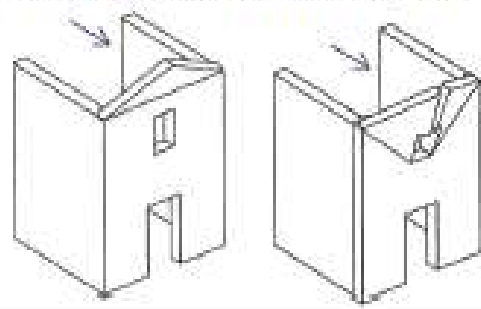
Le linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008 definiscono 28 meccanismi di collasso che si possono attivare in seguito ad un evento sismico; la loro rappresentazione grafica viene di seguito riportata.

ABACO DEI MECCANISMI DI COLLASSO DELLE CHIESE

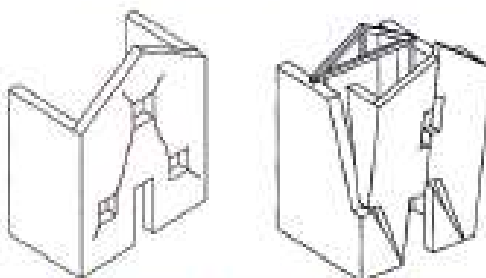
1. RIBALTAMENTO DELLA FACCIAIA



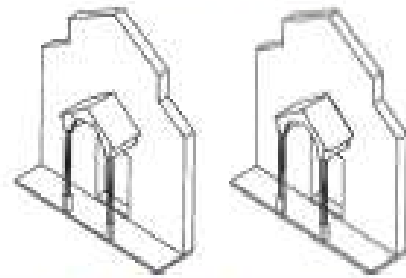
2. MECCANISMI NELLA SOMMITÀ DELLA FACCIAIA



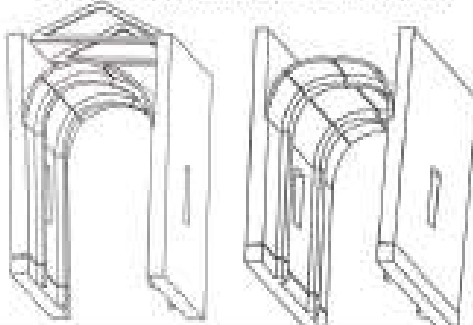
3. MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIAIA



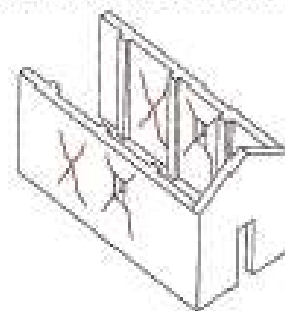
4 - PROTIRO E NARTECE



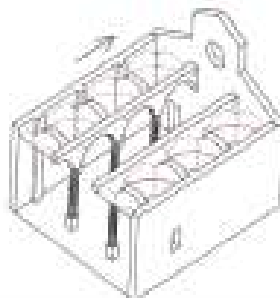
5 - RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA



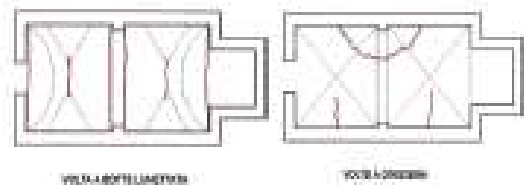
6 - MECCANISMI DI TAGLIO PARETI LATERALI



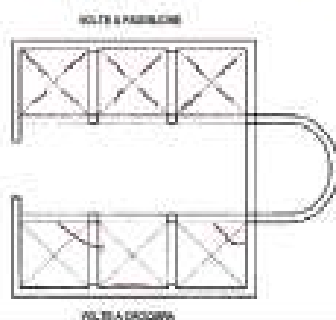
7 - RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO



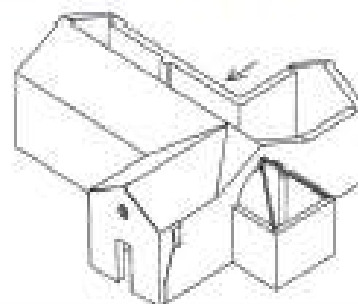
8 - VOLTE DELL'AULA O DELLA NAVATA CENTRALE



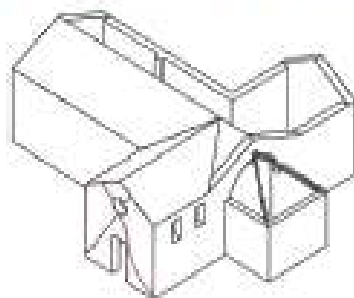
9 - VOLTE DELLE NAVATE LATERALI



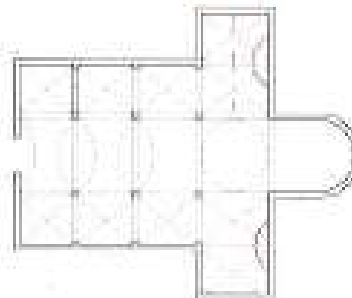
10 - RIBALTAMENTO PARETI DEL TRANSETTO



11 - MECCANISMI DI TAGLIO DEL TRANSETTO



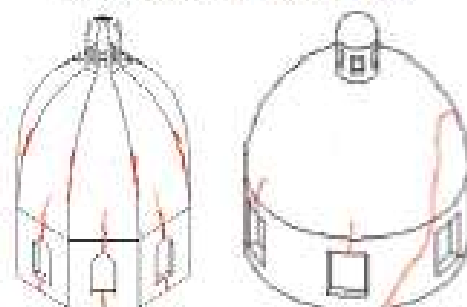
12 - VOLTE DEL TRANSETTO



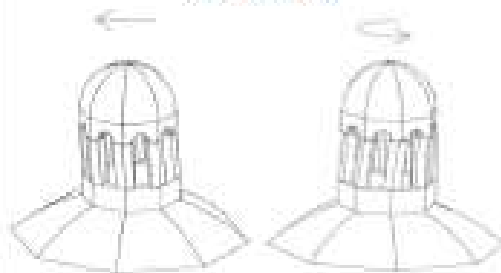
13 - ARCHI TRIONFALI



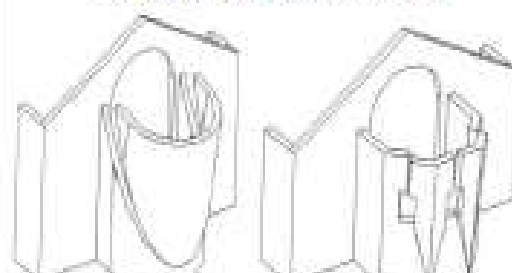
14 - CUPOLA E TAMBURO / TIBURIO



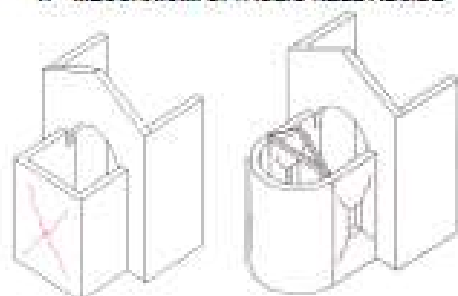
15 - LANTERNA



16 - RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE



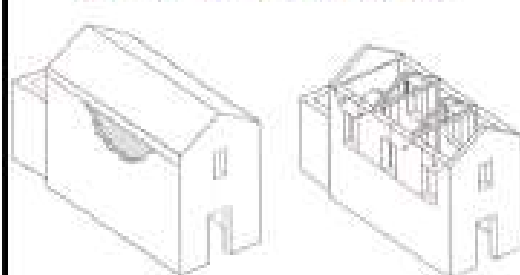
17 - MECCANISMI DI TAGLIO NELL'ABSIDE



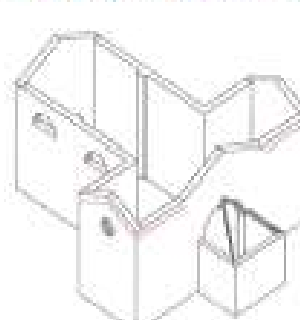
18 - VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE

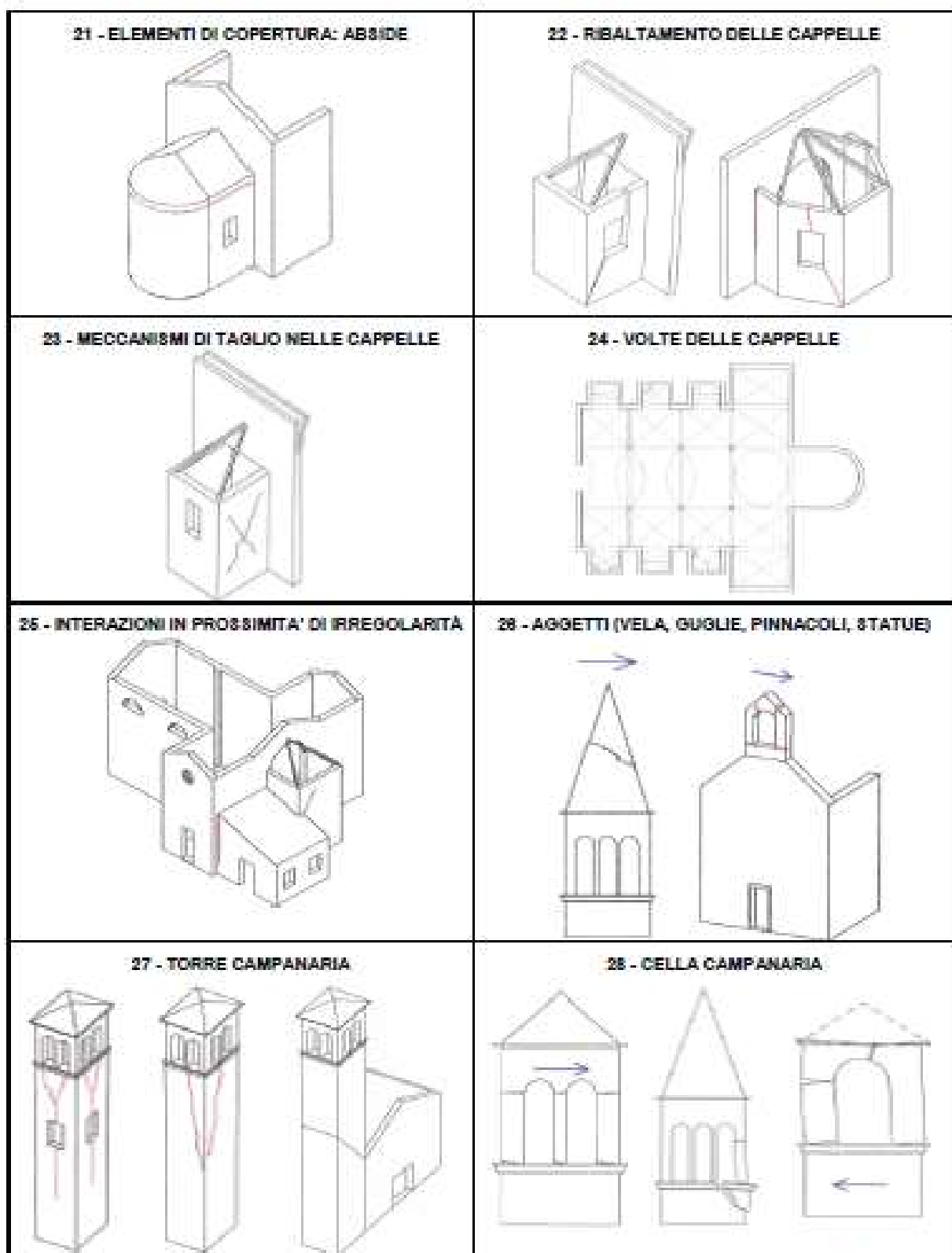


19 - ELEMENTI DI COPERTURA: AULA



20 - ELEMENTI DI COPERTURA: TRANSETTO





Modello A-DC FGM-DPC MIBAC 2006

Figura 67 Rappresentazione dei 28 meccanismi di collasso possibili (rif. SCHEDA PER IL RILIEVO DEL DANNO AI BENI CULTURALI – CHIESE)

Ovviamente non sono stati analizzati tutti e 28 i meccanismi di collasso, ma solo quelli di maggior rilevanza per la struttura oggetto di studio.

Le linee guida stabiliscono anche l'iter analitico da seguire per poter verificare l'attivarsi o meno di un meccanismo piuttosto che un altro.

I metodi di analisi dei meccanismi locali si basano sull'analisi limite dell'equilibrio nella forma cinematica; operativamente si applica il principio dei lavori virtuali al meccanismo in esame e si può valutare la capacità sismica in termini di:

- *resistenza*, mediante un'analisi cinematica lineare;
- *spostamento*, mediante un'analisi cinematica non lineare.

Prima di tutto bisogna individuare corpi rigidi, che sono definiti da ipotetici piani di frattura in cui la resistenza a trazione della muratura si considera nulla; tali corpi rigidi sono in grado di ruotare o scorrere tra loro, definendo così il meccanismo di danno o di collasso, e ci permettono di trasformare una parte della struttura in un sistema labile, ossia una catena cinematica.

Individuato il macroelemento oggetto di studio, bisogna valutare il moltiplicatore dei carichi α_0 che porta all'attivazione del meccanismo (facendo riferimento allo stato limite di danno SLD).

Successivamente si valuta l'evoluzione del moltiplicatore dei carichi orizzontale α al crescere dello spostamento di un punto di controllo della catena cinematica considerata fino a quando non si annulla la forza sismica orizzontale; tale punto viene scelto nelle vicinanze del baricentro delle masse, e ci permette di conoscere lo spostamento d_k .

Si trasforma poi la curva α - d_k ottenuta in a^* - d^* , dove a^* rappresenta l'accelerazione spettrale mentre d^* è lo spostamento spettrale; in questo modo si può valutare lo spostamento ultimo per collasso del meccanismo.

Infine si può valutare la sicurezza nei confronti del collasso del macroelemento in termini di spostamento e/o resistenze in modo che essi siano compatibili con ciò che è richiesto dalla struttura.

Affinchè tale metodo di analisi possa essere applicato, riepiloghiamo le ipotesi semplificative che sono state adottate:

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

Tali ipotesi come detto rendono l'analisi più semplice, tuttavia nel caso in cui si voglia effettuare una analisi più performante e quindi più realistica si possono adottare ipotesi più complesse. Nel caso in esame sono state considerate le ipotesi suddette e in particolare è stata effettuata una analisi cinematica lineare.

Per ottenere il moltiplicatore dei carichi α_0 responsabile dell'attivazione del meccanismo di danno locale si applica il principio dei lavori virtuali PLV considerando le seguenti forze che sono applicate ai blocchi rigidi di muratura:

- peso proprio dei blocchi, applicato nel baricentro;
- carichi verticali portati (ad esempio sovraccarichi di solai e di copertura, ecc.);
- eventuali forze orizzontali che sono proporzionali ai carichi verticali portati (da considerare in caso in cui esse non siano efficacemente trasmesse ad altre parti della struttura);
- forze esterne applicate (ad esempio forze trasmesse dalla presenza di eventuali catene di rinforzo);
- forze interne, come ad esempio eventuali azioni che sono legate al grado di ingranamento tra i vari conci di muratura (ciò dipende dalla qualità del materiale utilizzato).

Affinchè possa essere applicato il PLV bisogna assegnare una rotazione virtuale θ al generico blocco; in funzione di tale rotazione e della geometria del macroelemento considerato è possibile conoscere gli spostamenti che le diverse forze impongono delle rispettive direzioni di applicazioni. Con il PLV si ottiene il moltiplicatore dei carichi α_0 eguagliando, in termini di spostamenti, il lavoro totale compiuto dalle

forze esterne e quello eseguito invece dalle forze interne applicate alla struttura in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \cdot \left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \cdot \delta_h = L_{fi}$$

Dove:

n – numero di tutte le forze peso applicate al corpo;

m – numero di forze peso non direttamente gravanti sul corpo;

o – numero di forze esterne, non associate alle masse, applicate al corpo:

P_i – generica forza peso applicata al corpo;

P_j – generica forza peso non direttamente applicata al corpo;

$\delta_{x,i}$, $\delta_{x,j}$ – spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione (supponendo di verso positivo se nella direzione dell'azione sismica);

$\delta_{y,i}$ – spostamento virtuale verticale del punto di applicazione (supposto positivo se verso l'alto);

F_h - generica forza esterna, presa in valore assoluto;

δ_h – spostamento virtuale (considerato positivo se discorde rispetto al verso dell'azione sismica).

La massa che partecipa al cinematismo M^* può essere calcolata valutando gli spostamenti virtuali associati al cinematismo dei punti in cui i diversi pesi sono applicati, ossia quindi come una forma modale di vibrazione secondo la seguente formula:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

dove:

M^* - massa partecipante al cinematismo;

g – accelerazione di gravità, ossia 9.81 m/s^2 ;

$n+m$ – numero delle forze peso P_i applicatele cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi del macroelemento;

$\delta_{x,i}$ – spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo P_i ;

Nota la massa partecipante M^* si può determinare l'accelerazione spettrale a_0^* tramite la seguente formula:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} \rightarrow a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

dove:

α_0 – moltiplicatore di attivazione;

g – accelerazione di gravità;

e^* – frazione di massa partecipante della struttura definita come segue:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

FC – fattore di confidenza.

Il fattore di confidenza adottato, come definito al capitolo 2 è $FC = 1.35$, in base al livello di conoscenza che si ha sulla struttura.

“La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo SLD e SLV è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dalla accelerazione spettrale a_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti:
 - a) il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;

b) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.”⁸

Per effettuare la verifica di sicurezza allo stato limite di danno bisogna confrontare l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e l'accelerazione di picco della domanda sismica; qualora l'accelerazione spettrale risulta maggiore di quest'ultima la verifica allo SLD si considera soddisfatta. Inoltre bisogna anche tenere in considerazione il fatto che se la verifica riguarda un elemento ritenuto isolato o comunque una parte della struttura che risulta appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo di danno deve essere confrontata con l'accelerazione al suolo, cioè con lo spettro elastico valutato per $T=0$ come segue:

$$a_0^* \geq a_g(P_{vr}) \cdot S$$

Nel caso in cui invece il meccanismo locale insiste di una porzione di struttura che si trova ad una certa quota dal suolo, bisogna tener conto del fatto che l'accelerazione che agisce su quella porzione è amplificata rispetto a quella del suolo; la verifica da eseguire diventa dunque:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \gamma \cdot \psi(Z)$$

Con:

Se (T_1) - spettro elastico in accelerazione calcolato per il periodo T_1 , ossia il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura ;

$\psi(Z)$ – primo modo di vibrare nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in caso di assenza di valutazioni più accurate si può considerare pari a Z/H dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione e Z è l'altezza, rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo e dal resto della struttura;

γ – coefficiente di partecipazione modale (che in assenza di valutazioni più accurate può essere considerato pari a $3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

⁸ <http://www2.ing.unipi.it/~a005843/Consolidamento%202016-17/15-MUR8-meccanismi%20locali.ppt>

Per effettuare la verifica di sicurezza allo stato limite di salvaguardia della vita nei confronti dei meccanismi locali si possono usare due approcci:

- Verifica semplificata con il fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)
- Verifica mediante lo spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

Nel primo caso, se si considera una porzione di elemento appoggiata a terra o comunque isolata, la verifica è soddisfatta se viene rispettata se l'accelerazione spettrale α_0^* di attivazione soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr}) \cdot S}{q}$$

con q fattore di struttura che si può assumere per il caso in esame pari a 2.

Nel secondo caso invece, la verifica allo SLV prevede di mettere a confronto la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento che si ricava dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . “Definito lo spostamento $d_s^*=0.4 d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come :

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

La domanda di spostamento $D_d(T_s)$ sarà così ottenuta:

nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento.”⁹

Per l'oggetto di studio, ossia la Basilica di San Nicola a Tolentino è stata utilizzata una analisi cinematica lineare in maniera semplificata per studiare i meccanismi di danno che si possono attivare all'interno del complesso ecclesiastico.

⁹ <http://www2.ing.unipi.it/~a005843/Consolidamento%202016-17/15-MUR8-meccanismi%20locali.ppt>

Di seguito è riportata la verifica effettuata sui vari macroelementi:

- Facciata;
- Abside;
- Campanile.

6.1. MACROELEMENTO DI FACCIATA

Per quanto riguarda la facciata della Basilica, è stato studiato il cinematismo relativo non solo all'intero macroelemento, ma anche quelli che lo interessano parzialmente (considerando la sommità della facciata e il ribaltamento attivato in corrispondenza della fine del portone di accesso alla costruzione).

Ripercorrendo il procedimento precedentemente illustrato, affinché sia possibile applicare il principio dei lavori virtuali, identifichiamo prima di tutto le forze che agiscono sul macroelemento e i rispettivi punti di applicazione.

Consideriamo il cinematismo relativo al ribaltamento dell'intera facciata in cui l'asse di rotazione è posto alla base della facciata. Le forze in gioco in questo caso sono rispettivamente la forza peso del macroelemento e il carico di copertura.



Figura 68 Rappresentazione del livello a cui è stato calcolato il cinematismo di collasso di facciata (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)

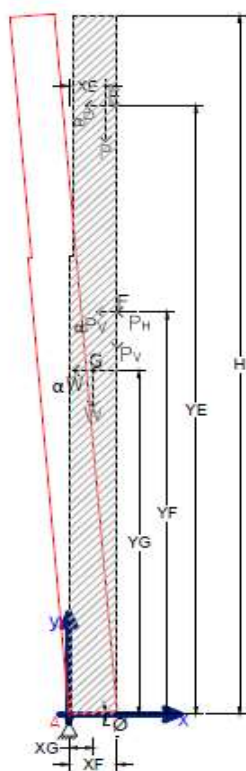


Figura 69 Rappresentazione schematica del cinematiso di ribaltamento globale della facciata

Mediante l'ausilio del software strutturale Midas già in precedenza utilizzato per le analisi, è stato possibile calcolare l'entità di tali forze e i rispettivi punti di applicazione, riassunti nella tabella sottostante, coerentemente con la Figura 44.

W [kN]	Peso proprio della parete	651.28
P [kN]	Carico della Copertura	251.3
P_V [kN]	Componente verticale della spinta della Volta	0
P_H [kN]	Componente orizzontale della spinta della Volta	0
X_G [m]	Braccio del peso proprio della parete	0.4
Y_G [m]	Altezza del peso proprio della parete	11.25
X_E [m]	Braccio del carico della copertura	0.6
Y_E [m]	Altezza del carico della copertura	19.36
X_F [m]	Braccio dell'azione della volta	0
Y_F [m]	Altezza dell'azione della volta	0

Tabella 2 Carichi agenti sul macroelemento di facciata

Identificate le forze agenti, mediante la cinematica del corpo rigido bisogna mettere in relazione gli spostamenti reali con quelli virtuali in modo tale da poter applicare il principio dei lavori virtuali.

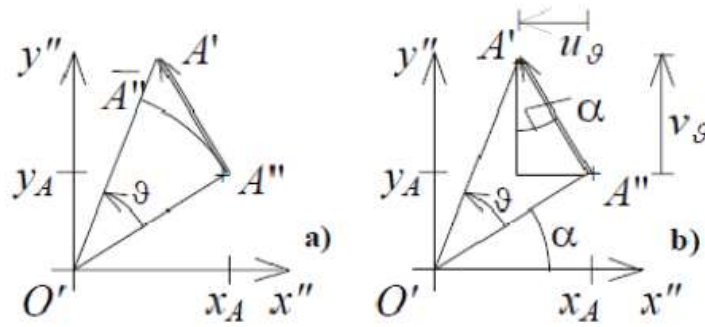


Figura 70 Calcolo degli spostamenti nel generico punto A

Secondo l'ipotesi di piccoli spostamenti valgono le seguenti relazioni:

$$|A''A'| = O'A'' \cdot \tan \theta = O'A'' \cdot \theta$$

$$u_{A,\theta} = -O'A'' \cdot \sin \alpha = -y_A \cdot \theta$$

$$v_{A,\theta} = -O'A'' \cdot \cos \alpha = x_A \cdot \theta$$

quindi

$$u_A = u_0 - y_A \cdot \theta$$

$$v_A = v_0 + x_A \cdot \theta$$

dove u_A e v_A sono rispettivamente gli spostamenti orizzontali e verticali del generico punto A considerato. In base a quanto detto, si possono quindi definire gli spostamenti sia reali che virtuale dei punti di applicazione considerati per il caso in esame; le espressioni sono riepilogate nella Figura 46.

$$\begin{aligned} \begin{cases} u_G = u_0 - \vartheta \cdot y_G \\ v_G = v_0 + \vartheta \cdot x_G \end{cases} &\rightarrow \begin{cases} u_G = -\vartheta \cdot y_G \\ v_G = \vartheta \cdot x_G \end{cases} \rightarrow \text{spostamenti virtuali} \begin{cases} \delta_{x,G} = -(-\vartheta \cdot y_G) \\ \delta_{y,G} = \vartheta \cdot x_G \end{cases} \\ \begin{cases} u_E = u_0 - \vartheta \cdot y_E \\ v_E = v_0 + \vartheta \cdot x_E \end{cases} &\rightarrow \begin{cases} u_E = -\vartheta \cdot y_E \\ v_E = \vartheta \cdot x_E \end{cases} \rightarrow \text{spostamenti virtuali} \begin{cases} \delta_{x,E} = -(-\vartheta \cdot y_E) \\ \delta_{y,E} = \vartheta \cdot x_E \end{cases} \\ \begin{cases} u_F = u_0 - \vartheta \cdot y_F \\ v_F = v_0 + \vartheta \cdot x_F \end{cases} &\rightarrow \begin{cases} u_F = -\vartheta \cdot y_F \\ v_F = \vartheta \cdot x_F \end{cases} \rightarrow \text{spostamenti virtuali} \begin{cases} \delta_{x,F} = -(-\vartheta \cdot y_F) \\ \delta_{y,F} = \vartheta \cdot x_F \end{cases} \end{aligned}$$

Figura 71 Riepilogo delle espressioni utilizzate per il calcolo degli spostamenti

Supponendo una rotazione virtuale θ unitaria positiva in senso antiorario, e supposti gli spostamenti nell'origine u_0 e v_0 nulli in quanto proprio in quel punto è stato fissato il vincolo cerniera che favorisce la rotazione e quindi il ribaltamento globale

della facciata, riassumiamo i valori di spostamento dei punti di interesse nella seguente tabella:

SPOSTAMENTI [m]	
$u_G = u_O - y_G \theta$	-11.25
$v_G = v_O + x_G \theta$	0.4
$u_E = u_O - y_E \theta$	-19.36
$v_E = v_O + x_E \theta$	0.6
$u_F = u_O - y_F \theta$	0
$v_F = v_O + x_F \theta$	0

Tabella 3 Riepilogo degli spostamenti dei punti di applicazione delle forze

Applicando il PLV si ottiene la seguente espressione:

$$\alpha_0 \cdot (W \cdot (y_G) + P \cdot (y_E) + P_V \cdot (y_F)) \\ = (W \cdot (x_G) + P \cdot (x_E) + P_V \cdot (x_F)) - P_H \cdot (y_F)$$

Al primo membro il termine tra parentesi tonda rappresenta il momento ribaltante mentre il secondo membro rappresenta il momento stabilizzante. Il rapporto tra i due permette di determinare il moltiplicatore dei carichi di collasso α_0 .

M_r [kNm]	12192.068
M_s [kNm]	411.292
α_0	0.03

Tabella 4 Calcolo del moltiplicatore dei carichi

Noto α_0 si può calcolare la massa M^* partecipante al cinematisimo necessaria per individuare l'accelerazione di attivazione del cinematisimo α_0^* secondo le espressioni viste nel paragrafo introduttivo. I valori ottenuti sono:

α_0	0.03
M^*	841.63
e^*	0.93
F_C	1.35
a_0^*	0.03

Tabella 5 Calcolo dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo di danno della facciata

A questo punto si possono effettuare le verifiche allo stato limite di danno SLD e di salvaguardia della vita SLV ricordando che nel primo caso deve essere valida la seguente disuguaglianza

$$a_0^* \geq a_g(P_{Vr}) \cdot S$$

mentre nel secondo caso vale

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr}) \cdot S}{q}$$

La verifica in entrambi i casi può essere anche condotta considerando l'indice di sicurezza sismica che è dato dal rapporto tra il primo e il secondo membro delle precedenti disuguaglianze; nel caso in cui tale coefficiente risulti essere maggiore dell'unità la verifica è soddisfatta, altrimenti in caso di verifica non soddisfatta si potrebbe avere l'attivazione del cinematiso che deve essere quindi contrastata mediante l'introduzione di opportuni presidi antisismici. La verifica allo SLD per il meccanismo di ribaltamento globale della facciata è riassunta in tabella:

S	1.5
a_g	0.071
a_0^* rif	0.1065
COEFFICIENTE SICUREZZA	0.252

Tabella 6 Risultato della verifica allo SLD

Nel caso invece della verifica allo SLV, ricordando che è stata effettuata una analisi cinematica lineare in maniera semplificata, si mostrano i risultati ottenuti.

S	1.443
q	2
a_g	0.175
a_0^* rif	0.1262625
COEFFICIENTE SICUREZZA	0.212

Tabella 7 Risultato della verifica allo SLV

Come si evince dalle tabelle in entrambi i casi le verifiche risultano non soddisfatte.

Dunque è possibile che il meccanismo di ribaltamento globale della facciata fuori dal piano si possa innescare; tra i presidi antisismici suggeriti dalle linee guida vi è quindi l'introduzione di catene longitudinali o di efficaci elementi di contrasto.

La possibile attivazione del meccanismo è anche dettata dal fatto che ci sono lesioni evidenti che sono state riscontrate inequivocabilmente durante il sopralluogo sulla struttura effettuato dal team del Politecnico.

Tale stato fessurativo quindi deve essere inteso come miccia per l'attivazione del cinematico relativo al macroelemento.



Figura 72 Vista laterale della facciata e relative fessure presenti (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

In base alle indicazioni stabilite dalle linee guida per la conservazione dei beni culturali, tra i 28 meccanismi di collasso che si possono attivare in un edificio storico in muratura come la Basilica in oggetto c'è anche quello relativo al distacco della sommità della facciata. Per identificare il livello a cui è stato studiato il cinematismo si faccia riferimento all'immagine della facciata di seguito riportata.



Figura 73 Rappresentazione del livello a cui è stato calcolato il cinematismo di collasso della sommità della facciata (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)

Consideriamo quindi il cinematismo relativo al ribaltamento della parte superiore facciata; le forze in gioco in questo caso sono rispettivamente la forza peso del macroelemento e il carico di copertura mentre lo schema di riferimento è quello mostrato in Figura 74.

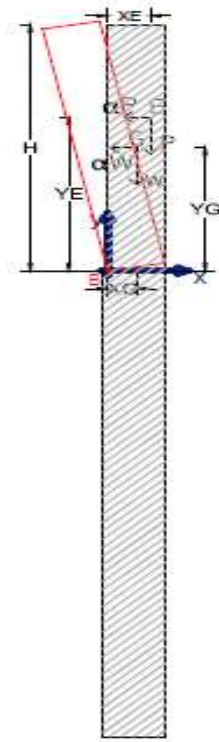


Figura 74 Schema del meccanismo di danno della sommità della facciata.

Tramite il software Midas, nota la geometria dell'elemento considerato è stato possibile definire le forze e le coordinate dei punti di applicazione delle stesse in relazione al sistema di riferimento rappresentato nella figura precedente. I risultati sono riassunti in Tabella .

W [kN]	Peso proprio della parete	151.4
P [kN]	Carico della Copertura	251.3
H [m]	Altezza totale della parete	6.5
X_G [m]	Braccio del peso proprio della parete	0.4
Y_G [m]	Altezza del peso proprio della parete	3.25
X_E [m]	Braccio del carico della copertura	0.6
Y_E [m]	Altezza del carico della copertura	3.36

Tabella 8 Riepilogo delle forze che agiscono per la sommità della facciata

Successivamente sono stati definiti gli spostamenti dei punti di applicazione delle forze come segue:

SPOSTAMENTI [m]	
$u_G = u_O - y_G \theta$	-3.25
$v_G = v_O + x_G \theta$	0.4
$u_E = u_O - y_E \theta$	-3.36
$v_E = v_O + x_E \theta$	0.6

Tabella 9 Riepilogo degli spostamenti dei punti di applicazione delle forze

Quindi sono stati definiti il momento ribaltante M_r , stabilizzante M_s e il relativo moltiplicatore dei carichi di collasso.

M_r [kNm]	1336.418
M_s [kNm]	211.34
α_0	0.16

Tabella 10 Calcolo del moltiplicatore dei carichi di collasso.

Noto α_0 si può calcolare la massa M^* partecipante al cinematisimo necessaria per individuare l'accelerazione di attivazione del cinematisimo α_0^* secondo le espressioni viste nel paragrafo introduttivo. I valori ottenuti sono:

α_0	0.16
M^*	141.65
e^*	0.35
F_C	1.35
a_0^*	0.33

Tabella 11 Calcolo dell'accelerazione spettrale di attivazione del cinematisimo

In questo caso le verifiche allo SLD e allo SLV differiscono dal macroelemento precedente in quanto bisogna tenere conto del fatto che l'accelerazione che agisce su quella porzione è amplificata rispetto a quella del suolo; la verifica da eseguire come precedentemente visto diventa dunque per lo SLD:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \gamma \cdot \psi(Z)$$

I valori sono riepilogati nella tabella che segue.

$\psi(Z)$	0.86
γ	1
$S_e(T_1)$	0.1077
$a_0^*_{rif}$	0.0921
COEFFICIENTE SICUREZZA	3.614

Tabella 12 Verifica allo SLD per la sommità della facciata

Per quando riguarda lo SLV bisogna verificare che

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

i cui valori sono di seguito riportati.

$\psi(Z)$	0.86
q	2
$S_e(T_1)$	0.198
γ	1
$a_0^*_{rif}$	0.0847
COEFFICIENTE SICUREZZA	3.932

Tabella 13 Verifica allo SLV per la sommità della facciata

Come si evince dalle tabelle precedente le verifiche sono soddisfatte in entrambi i casi.

Per quanto riguarda il coefficiente $\psi(Z)$ relativo al primo modo di vibrare nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio come si era già detto in caso di assenza di valutazioni più accurate si può considerare pari a Z/H dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione e Z è l'altezza, rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo e dal resto della struttura; in questo caso Z e H fanno riferimento alla geometria del macroelemento.

L'amplificazione rappresentata dal coefficiente $\psi(Z)$ relativo al primo modo di vibrare nella direzione considerata è da intendersi come l'accelerazione che si ha ad un dato livello, normalizzata rispetto all'accelerazione al suolo; il primo valore non è altro che l'accelerazione effettivamente registrata dal sistema di monitoraggio dinamico installato sulla struttura in esame in riferimento al macroelemento considerato.

Infatti rimandando all'introduzione del presente elaborato ed in particolare alla Figura 1, il sistema di monitoraggio copre quasi interamente l'edificio ed è quindi possibile conoscere l'amplificazione che si ha per un macroelemento. In maniera semplificata però si è scelto di calcolare il fattore di amplificazione come rapporto Z/H precedentemente esplicitato.

Un ulteriore meccanismo di collasso che possiamo studiare è quello di ribaltamento parziale della facciata a livello dell'ingresso della Basilica.

Il cinematismo è analogo a quello appena descritto, ciò che cambia sono le forze in gioco in quanto è differente la geometria dell'elemento considerato.

Per capire meglio a che livello viene considerata l'attivazione del meccanismo si rimanda alla figura seguente.

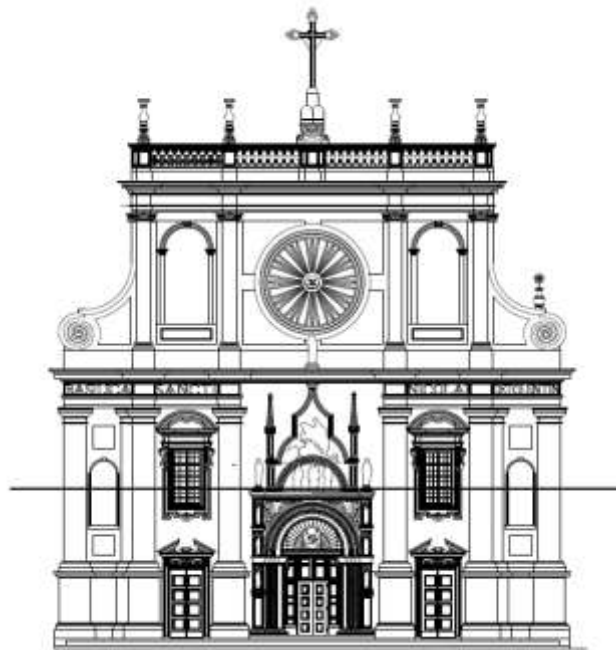


Figura 75 Rappresenta del livello a cui è stato calcolato il cinematismo di collasso della facciata (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)

Si è deciso di studiare il meccanismo di ribaltamento della facciata a tale livello (circa 7.5 metri da terra) date le grandi dimensioni dell'apertura principale di accesso alla Basilica.

Rispetto ai meccanismi di facciata studiati in precedenza, ciò che cambia è la forza peso in quanto è differente la geometria che viene attivata dal cinematismo.

Tramite il software Midas, nota la geometria dell'elemento considerato è stato possibile definire le forze e le coordinate dei punti di applicazione delle stesse in relazione al sistema di riferimento rappresentato nella figura precedente. I risultati sono riassunti in Tabella.

W [kN]	Peso proprio della parete	413.01
P [kN]	Carico della Copertura	251.3
H [m]	Altezza totale della parete	15
X _G [m]	Braccio del peso proprio della parete	0.4
Y _G [m]	Altezza del peso proprio della parete	7.75
X _E [m]	Braccio del carico della copertura	0.6
Y _E [m]	Altezza del carico della copertura	3.36

Tabella 14 Riepilogo delle forze che agiscono sulla porzione di distacco della facciata

Successivamente sono stati definiti gli spostamenti dei punti di applicazione delle forze come segue:

SPOSTAMENTI [m]	
$u_G = u_O - y_G \theta$	-7.75
$v_G = v_O + x_G \theta$	0.4
$u_E = u_O - y_E \theta$	-3.36
$v_E = v_O + x_E \theta$	0.6

Tabella 15 Riepilogo degli spostamenti dei punti di applicazione delle forze

Quindi sono stati definiti il momento ribaltante M_r , stabilizzante M_s e il relativo moltiplicatore dei carichi di collasso.

M_r [kNm]	4045.19
M_s [kNm]	315.984
α_0	0.08

Tabella 16 Calcolo del moltiplicatore dei carichi di collasso.

Noto α_0 si può calcolare la massa M^* partecipante al cinematisimo necessaria per individuare l'accelerazione di attivazione del cinematisimo α_0^* secondo le espressioni viste nel paragrafo introduttivo. I valori ottenuti sono:

α_0	0.08
M^*	2197.28
e^*	3.31
F_C	1.35
a_0^*	0.02

Tabella 17 Calcolo dell'accelerazione spettrale di attivazione del cinematisimo

In questo caso le verifiche allo SLD e allo SLV differiscono dal macroelemento precedente in quanto bisogna tenere conto del fatto che l'accelerazione che agisce su quella porzione è amplificata rispetto a quella del suolo; la verifica da eseguire come precedentemente visto diventa dunque per lo SLD:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \gamma \cdot \psi(Z)$$

I valori sono riepilogati nella tabella che segue.

$\psi(Z)$	0.33
γ	1
$S_e(T_1)$	0.1077
$a_0^*_{rif}$	0.0359
COEFFICIENTE SICUREZZA	0.487

Tabella 18 Verifica allo SLD per il distacco parziale della facciata

Per quando riguarda lo SLV bisogna verificare che

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

i cui valori sono di seguito riportati.

$\psi(Z)$	0.33
q	2
$S_e(T_1)$	0.198
γ	1
$a_0^*_{rif}$	0.033
COEFFICIENTE SICUREZZA	0.530

Tabella 19 Verifica allo SLV per la sommità della facciata

Come si evince dalle tabelle precedente le verifiche non sono soddisfatte in entrambi i casi; ciò significa che al livello considerato si può ancora avere ribaltamento, anche se parziale della facciata e quindi bisognerebbe inserire dei presidi antisismici che sono gli stessi considerati per il ribaltamento globale della facciata.

6.2. MACROELEMENTO ABSIDE

Si è deciso successivamente di studiare il meccanismo di danno che potrebbe interessare l'abside, in quanto anche tu questo macroelemento sono state riscontrate delle importanti fessurazioni nel corso del rilievo effettuato da parte del team del Politecnico.

Di seguito si riportano le immagini acquisite durante il sopralluogo effettuato dal team del Politecnico di Torino che riguardano il quadro fessurativo riscontrato in loco per il macroelemento abside.



Figura 76 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

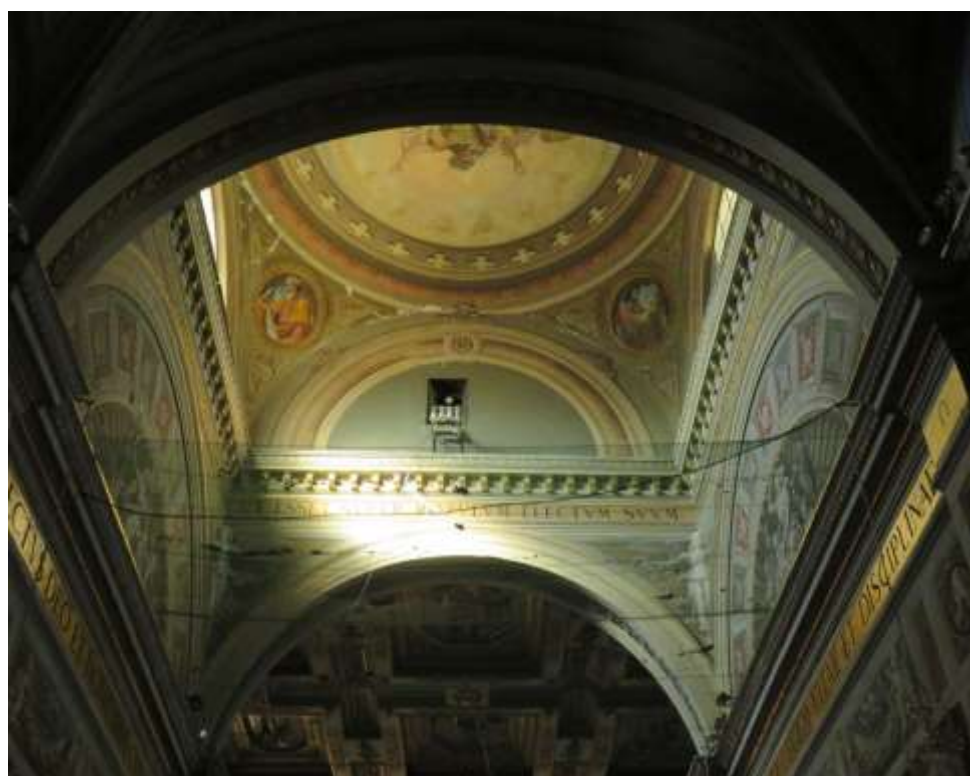


Figura 77 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)



Figura 78 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)

Ripercorrendo sempre il procedimento precedentemente illustrato, anche per l'abside si possono effettuare le verifiche allo stato limite di danno SLD e di salvaguardia della vita SLV. Si suppone in prima battuta che le lesioni che causerebbero il distacco di parte del macroelemento siano inclinate per semplicità di calcolo di un angolo $\beta = 45^\circ$, tuttavia le analisi potrebbero anche essere svolte al variare dell'angolo β .

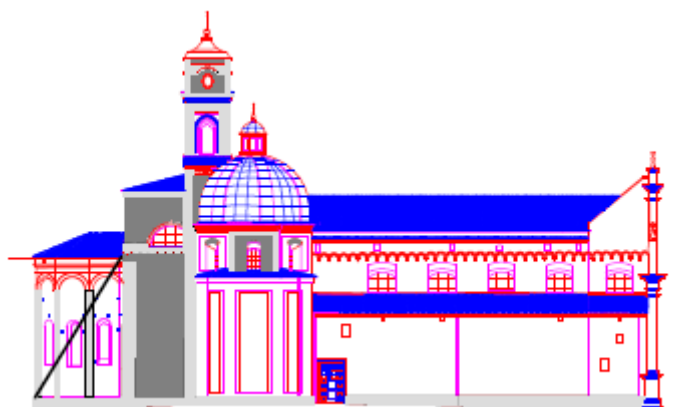


Figura 79 Vista laterale della struttura per rappresentare il piano di attivazione del cinematismo (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)

Consideriamo quindi il cinematismo relativo al ribaltamento della parte di abside indicata; le forze in gioco in questo caso sono rispettivamente la forza peso relativa alla porzione di distacco e il carico di copertura dell'abside stessa che sono riassunti nella Tabella che segue.

W [kN]	Peso proprio delle pareti di distacco	390.95
P [kN]	Carico della Copertura	190.78

Tabella 20 Forze agenti sulla porzione di distacco dell'abside

Note le forze agenti, con l'ausilio del software è stato possibile calcolare la posizione dei rispettivi punti di applicazione (Tabella 15).

X_G [m]	Braccio del peso proprio delle pareti di distacco	1.54
Y_G [m]	Altezza del peso proprio delle pareti di distacco	7.61
X_E [m]	Braccio del carico della copertura	2.41
Y_E [m]	Altezza del carico della copertura	15.6

Tabella 21 Punti di applicazione delle forze agenti

Applicando la cinematica del corpo rigido sono stati calcolati gli spostamenti dei punti di applicazione. (Tabella 22)

$u_G = u_O - y_G \theta$	-7.61
$v_G = v_O + x_G \theta$	1.54
$u_E = u_O - y_E \theta$	-15.6
$v_E = v_O + x_E \theta$	2.41

Tabella 22 Spostamenti dei punti di applicazione delle forze

Imponendo una rotazione θ unitaria e applicando il PLV come precedentemente visto, si può calcolare il moltiplicatore dei carichi di collasso α_0 .

M_r [kNm]	5951.29
M_s [kNm]	1061.84
α_0	0.18

Tabella 23 Riepilogo del calcolo del moltiplicatore dei carichi di collasso.

Noto α_0 si può procedere al calcolo di α_0^* e alle verifiche allo SLD e SLV.

Considerato che l'asse attorno a cui avviene il ribaltamento della porzione di abside considerata è stato ipotizzato al suolo, non c'è bisogno di far riferimento ad alcuna amplificazione in quota dell'accelerazione rispetto a quella al suolo.

Calcoliamo quindi il valore dell'accelerazione spettrale.

α_0	0.18
M^*	512.79
e^*	0.88
F_C	1.35
a_0^*	0.15

Tabella 24 Riepilogo del calcolo dell'accelerazione spettrale

Ricordando che per lo stato limite di danno vale la seguente espressione:

$$a_0^* \geq a_g(P_{Vr}) \cdot S$$

mentre per lo stato limite di salvaguardia della vita bisogna verificare che:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr}) \cdot S}{q}$$

Di seguito si sintetizzano le verifiche nelle Tabelle 25 e 26.

S	1.5
a_g	0.071
$a_0^*_{rif}$	0.1065
COEFFICIENTE SICUREZZA	1.408

Tabella 25 Verifica allo SLD per il macroelemento abside

S	1.443
q	2
a_g	0.175
$a_0^*_{rif}$	0.1263
COEFFICIENTE SICUREZZA	1.187

Tabella 26 Verifica allo SLV per il macroelemento abside

Come si evince dalle tabelle, per il macroelemento abside e in particolar modo per il cinematismo considerato con una inclinazione $\beta = 45^\circ$, le verifiche allo stato limite di danno e di salvaguardia della vita risultano soddisfatte in quando il coefficiente di sicurezza calcolato come il rapporto tra a_0^* e $a_0^*_{rif}$ è maggiore dell'unità, quindi il meccanismo di ribaltamenti di quella specifica porzione di abside non si dovrebbe attivare.

In realtà, dato lo stato fessurativo effettivamente riscontrato in loco è altamente probabile che il cinematismo si inneschi, dunque può risultare credibile che la verifica allo SLV sia

soddisfatta, ma non che venga soddisfatta quella allo SLD; tale risultato può essere giustificato dalla variabilità dei coefficienti e delle caratteristiche del materiale che sono state adottate per l'analisi (in riferimento al livello di conoscenza stabilito, ossia LC1).

Per poter quindi fornire dei risultati più affidabili bisognerebbe cercare di conoscere quanto più possibile la struttura e soprattutto i materiali che la costituiscono così come stabilito da normativa ed evidenziato al Capitolo 2 del presente elaborato.

6.3. MACROELEMENTO CAMPANILE

Tra i 28 meccanismi di collasso che riguardano le chiese ve ne sono anche due che interessano rispettivamente il campanile e la torre campanaria.

Come si evince dall'analisi modale svolta sulla struttura e riportata al paragrafo 5.1 della presente tesi, i primi due modi di vibrare interessano proprio il campanile che è sicuramente l'elemento più vulnerabile di tutta l'opera in oggetto; si è deciso così di studiare il meccanismo di collasso del campanile e della cella campanaria seguendo esattamente il medesimo procedimento utilizzato per gli altri macroelementi.

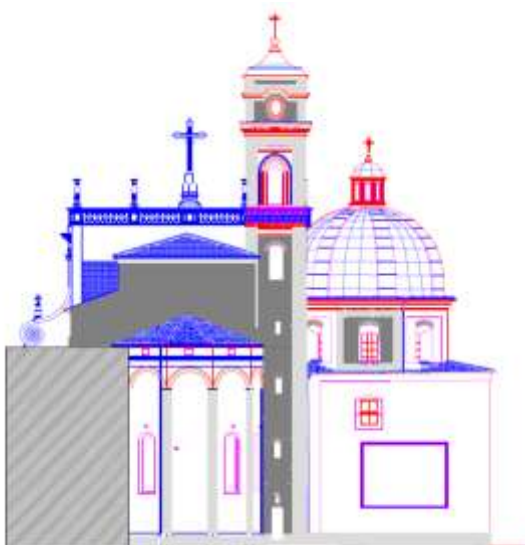


Figura 80 Vista posteriore della Basilica (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)

Le torri sono elementi snelli e la parte più critica è appunto la cella campanaria in quanto la presenza di aperture riduce notevolmente la sezione; ciò non toglie che ci

potrebbe essere anche un distacco a livello dell'attacco del campanile con il resto della struttura.

Per quanto riguarda questo secondo meccanismo, è noto dai rilievi che l'altezza libera della torre è di circa 13 metri; considerando il peso proprio delle pareti murarie che costituiscono tale porzione di campanile (che è di 291.42 kN) e tenuto conto che il punto di applicazione di tale forza ha le seguenti coordinate prese rispetto a un sistema di riferimento fissato all'attacco del campanile con il resto dell'edificio ecclesiastico

X_G [m]	Braccio del peso proprio della parete	0.42
Y_G [m]	Altezza del peso proprio della parete	5.8

Tabella 27 Coordinate del punto di applicazione della forza peso per il campanile

possiamo applicare il principio dei lavori virtuali e calcolare M_s , M_r e di conseguenza α_0 . I valori sono riportati di seguito.

M_r [kNm]	1690.236
M_s [kNm]	122.3964
α_0	0.07

Tabella 28 Riepilogo del calcolo del moltiplicatore dei carichi di collasso

Determiniamo ora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo come precedentemente spiegato.

α_0	0.07
M^*	55574.65
e^*	190.70
F_C	1.35
a_0^*	0.000281

Tabella 29 Calcolo dell'accelerazione spettrale

Le verifiche allo SLD e allo SLV , considerando l'amplificazione che si ha rispetto al suolo, sono sintetizzate nelle tabelle 30 e 31 ricordando che nel primo caso bisogna verificare

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \gamma \cdot \psi(Z)$$

mentre nel secondo vale

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

$\psi (Z)$	0.59
γ	1
$S_e(T_1)$	0.175
$a_{0* \text{ rif}}$	0.104
COEFFICIENTE SICUREZZA	0.003

Tabella 30 Riepilogo della verifica allo SLD

$\psi (Z)$	0.59
q	2
$S_e(T_1)$	0.175
γ	1
$a_{0* \text{ rif}}$	0.052
COEFFICIENTE SICUREZZA	0.005

Tabella 31 Riepilogo della verifica allo SLV

Come ci si aspettava, le verifiche agli stati limite non sono soddisfatte in quanto il coefficiente di sicurezza ha un valore di gran lunga inferiore rispetto all'unità.

Ciò sottolinea ancora una volta come il macroelemento campanile sia sicuramente il più vulnerabile rispetto a tutto il resto della struttura in esame.

Procediamo ora alla verifica della cella campanaria, in corrispondenza del livello indicato in Figura 81.

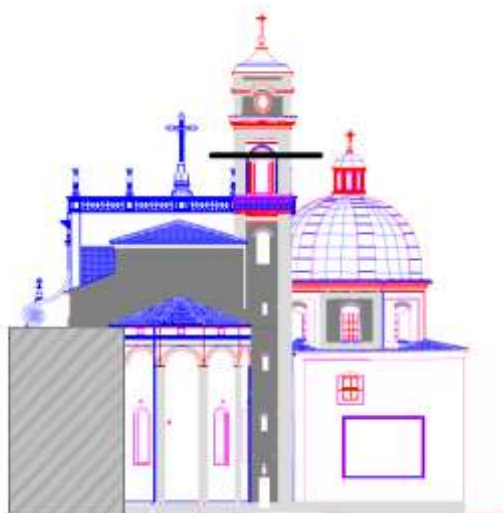


Figura 81 Individuazione del livello di calcolo del meccanismo della cella campanaria (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)

La forza peso della cella campanaria è pari a 150.66 kN, mentre il punto di applicazione della forza è posto alle seguenti coordinate:

X_G [m]	Braccio del peso proprio della parete	0.42
Y_G [m]	Altezza del peso proprio della parete	3

Tabella 32 Coordinate del punto di applicazione della forza peso per il campanile

Possiamo applicare il principio dei lavori virtuali e calcolare M_s , M_r e di conseguenza α_0 . I valori sono riportati di seguito.

M_r [kNm]	451.98
M_s [kNm]	63.27
α_0	0.14

Tabella 33 Riepilogo del calcolo del moltiplicatore dei carichi di collasso

Determiniamo ora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo come precedentemente spiegato.

α_0	0.14
M^*	7686.73
e^*	51.02
F_C	1.35
a_0^*	0.00203

Tabella 34 Calcolo dell'accelerazione spettrale

Le verifiche allo SLD e allo SLV, considerando l'amplificazione che si ha rispetto al suolo, sono sintetizzate nelle tabelle 35 e 36 ricordando che nel primo caso debba essere soddisfatta la seguente disuguaglianza

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \gamma \cdot \psi(Z)$$

mentre nel secondo vale

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

$\psi(Z)$	0.80
γ	1
$S_e(T_1)$	0.175
$a_{0^* \text{ rif}}$	0.139
COEFFICIENTE SICUREZZA	0.015

Tabella 35 Riepilogo della verifica allo SLD

$\psi (Z)$	0.80
q	2
$S_e(T_1)$	0.175
γ	1
$a_{0* rif}$	0.070
COEFFICIENTE SICUREZZA	0.029

Tabella 36 Riepilogo della verifica allo SLV

Anche in questo caso le verifiche per entrambi gli stati limite non sono soddisfatte e il meccanismo potrebbe attivarsi.

Le linee guida stabiliscono come i presidi antisismici per torri e celle campanarie l'utilizzo di catene, anche in direzioni differenti.

7. CONCLUSIONI

Il presente elaborato, inserito in un contesto di ricerca e monitoraggio portato avanti dal Politecnico di Torino, è servito innanzitutto a validare e migliorare il modello bidimensionale che era stato precedentemente realizzato da Adriana Pascale nella sua tesi “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino”.

Grazie alle analisi svolte (dinamica modale e modale con spettro), il modello 2D è stato modificato in alcune parti della sua geometria ed è stato ritenuto ancora una volta affidabile in quanto i risultati ottenuti in termini di frequenze relative ai modi di vibrare della struttura sono molto prossimi a quelli ottenuti con il modello 3D.

Il modello tridimensionale infatti è sicuramente più rappresentativo del comportamento reale della struttura, tuttavia risulta anche essere troppo complesso per svolgere alcuni tipi di analisi (come detto nel capitolo 5 riguardante le analisi svolte) ed è quindi per questo motivo che per gli sviluppi futuri del progetto di monitoraggio verrà utilizzato il modello realizzato con elementi shell.

Ai fini di determinare quelli che sono gli scenari di danno sulla struttura, ossia i danni attesi associati ad una certa accelerazione che caratterizza un evento sismico, si è proceduto all’analisi dei meccanismi di danno che si possono attivare nei diversi macroelementi che caratterizzano la Basilica di San Nicola. Gli scenari di danno non sono oggetto della presente tesi ma che saranno studiati nell’ambito del progetto di ricerca in cui essa si colloca.

Le chiese, come abbiamo detto in precedenza, non hanno un comportamento scatolare ma ogni macroelemento che le compone si comporta in maniera indipendente rispetto agli altri.

Le linee guida per la conservazione dei beni culturali stabiliscono 28 meccanismi di danno per le chiese; tra questi, per la Basilica di San Nicola, sono stati studiati i cinematismi relativi alla facciata, all’abside e alla torre campanaria.

Le scelte dei macroelementi da studiare è stata dettata dal fatto che su di essi (come anche su altri elementi che però non sono stati oggetto di studio) sono presenti delle ampie fessurazioni che li rendono sicuramente più vulnerabili rispetto ad altri.

Dopo aver analizzato dal punto di vista analitico i vari cinematismi di collasso, possiamo concludere dicendo che l'accelerazione che la struttura può sopportare affinché nessun meccanismo venga attivato è la più bassa tra i meccanismi studiati.

Come si evince dai dati riportati ai vari paragrafi del Capitolo 6, l'accelerazione spettrale di attivazione con il valore minore è quella relativa al meccanismo di collasso della torre campanaria e tale risultato, insieme al fatto che i primi due modi di vibrare della Basilica sono modi locali che interessano il campanile, evidenzia ancora una volta come essa sia l'elemento più a rischio di tutto il complesso oggetto di studio.

Per accelerazioni maggiori a quella minima si può avere quindi l'attivazione di uno o più meccanismi di collasso semplici o composti che devono essere dunque contrastati mediante l'ausilio di presidi antisismici.

Le linee guida precedentemente richiamate forniscono dei suggerimenti sui presidi antisismici che dovrebbero essere utilizzati affinché si possa evitare che il cinematismo si inneschi; ad esempio per quanto riguarda il meccanismo di ribaltamento della facciata si può ricorrere all'ausilio di catene o alla presenza di contrafforti (che per la struttura in esame sono stati inseriti e collegano le pareti laterali alla facciata); per impedire invece l'attivarsi del ribaltamento della sommità della facciata bisogna predisporre dei collegamenti puntuali tra quest'ultima e il tetto; infine per evitare i meccanismi che riguardano la torre e la cella campanaria anche in questo caso si possono inserire uno o più ordini di catene.

Si precisa infine che i risultati ottenuti nelle analisi dei meccanismi di collasso sono del tutto indicativi e relativi in quanto non si hanno informazioni riguardo le caratteristiche dei materiali e gli effettivi collegamenti che ci sono tra i vari elementi murari; inoltre anche i dettagli sulla tipologia strutturale non sono noti.

Per tutti questi motivi, nelle analisi sono state utilizzate delle caratteristiche di riferimento stabilite da normativa che però presentato una certa aleatorietà e variabilità che si riflette inevitabilmente anche nei risultati trovati: basti pensare alle verifiche sul macroelemento abside che risultano soddisfatte quando in realtà il quadro fessurativo presente farebbe nettamente pensare il contrario.

BIBLIOGRAFIA

- Aoki T., Costanzo D., Lancellotta R., Quattrone A., Sabia D., (a cura di) *Post-earthquake dynamic monitoring of Basilica of St. Nicholas of Tolentino* ANIDIS 2017, Pistoia.
- Aoki T., Costanzo D., Lancellotta R., Pascale A., Quattrone A., Sabia D., *The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy*, atti della 16th Conference of Earthquake Engineering, Thessaloniki, 18-21 June 2018.
- Bollettino San Nicola da Tolentino - Agostiniano, *La Basilica di San Nicola a Tolentino: Guida breve al Santuario*, Supplemento al n. 5 (Luglio-Agosto 1995) - Anno LXVII del Bollettino del Santuario di San Nicola, 1995.
- Borri A., De Maria A., *Alcune considerazioni in materia di analisi e di interventi sugli edifici in muratura in zona sismica*, in Atti dell'XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 gennaio 2004.
- Brignola A., Curti E., Parodi S., Podestà S., (a cura di) *L'AQUILA, CHIESA DI SS. MARCIANO E NICANDRO: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA. LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE E LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO DEL PATRIMONIO CULTURALE* del Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni e del Territorio, Università di Genova.
- Campostrini A., *Calcolo dei meccanismi di collasso e analisi sismiche su strutture in muratura*, tesi di laurea magistrale di Anna Campostrini, anno accademico 2012/2013.
- Centro studi "Agostino Trapè" (a cura di), *La Basilica di San Nicola a Tolentino - Guida all'arte e alla storia*, Tolentino, Biblioteca Egidiana, 2008.
- Cocchi C., Di Francesco C., Di Francesco C., Guidi F., Laudiero F., Minghini F., Rebecchi G., Tullini N., *Valutazione della vulnerabilità sismica della basilica e del campanile di Sant'Apollinare in Classe (Ravenna)*.

- Costanzo D., Chiabrando F., Lancellotta R., Lingua A., Quattrone A., Sabia A., Spanò A., (2017), *Rilievo 3D e monitoraggio strutturale per l'analisi post-sisma del complesso di S. Nicola a Tolentino (MC)*, in XXI Conferenza Nazionale ASITA, Salerno, Italy.
- Croce P., Holicky M., et al., *Operational methods for the assessment and management of aging infrastructure*, Pisa, Praga, 2015 (cap.9 pag 113-162).
- Doglioni F., Moretti A., Petrini V., *Le chiese e il terremoto*, LINT, Trieste, 1994.
- Doglioni F., *Codice di pratica (linee guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997*, Bollettino ufficiale della Regione Marche, Ancona, 2000.
- Giuffrè A., *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Kappa, Roma, 1991.
- Gurrieri F. (a cura di), *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici* – Regione dell'Umbria, Roma, 1999.
- <http://www.sannicoladatolentino.it/vicende-storiche-e-costruttive.html>
- https://it.wikipedia.org/wiki/Basilica_di_San_Nicola_da_Tolentino#Bibliografia
- <http://www2.ing.unipi.it/~a005843/Consolidamento%202016-17/15-MUR8-meccanismi%20locali.ppt>
- [http://www.beniculturali.it/mibac/multimedia/MiBAC/documents/129544503744_7_4Esempi\(4\).pdf](http://www.beniculturali.it/mibac/multimedia/MiBAC/documents/129544503744_7_4Esempi(4).pdf)
- Lancellotta, R. and Sabia, D. (2013), *The role of monitoring and identification techniques on the preservation of historic towers*, Keynote Lecture, 2nd Int. Symposium on Geotechnical engineering for the preservation of monuments and historic sites, London, CRC Press/Taylor and Francis Group.
- Pascale A., *Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino*, tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017.
- Quagliarini E., Lenci S., INCARICO PER LA CONSULENZA SCIENTIFICA INERENTE INTERVENTI VOLTI ALLA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DELLA CHIESA DI S. MARIA DELLA

CARITA' DI ASCOLI PICENO, *Relazione Tecnica – Definizione delle problematiche e indicazione delle soluzioni da adottare in sede progettuale.*

- *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*, 2007, AA.VV, Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di protezione civile n. 28 del 10 aprile 2002
- *Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali – CHIESE* a cura del Dipartimento della protezione civile, gruppo di lavoro per la salvaguardia e la prevenzione dei beni culturali dai rischi naturali.
- *Terremoto in Centro Italia 2016: dalla conoscenza alla ricostruzione. Monitoraggio sismico di strutture storiche*, in atti del seminario realizzato in cooperazione strategica tra: Politecnico di Torino, Nagoya City University, Comune di Tolentino e Comune di San Severino Marche.
- Vallucci S., *Chiesa di Santa Maria delle Carità di Ascoli Piceno – Studio dei meccanismi di danno attivabili* dell'Università Politecnica delle Marche, Dipartimento di Architettura, Costruzioni e Strutture.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 14 Gennaio 2008, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare C.S.L.P. del 26 febbraio 2009 - “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui D.M. 14 gennaio 2008”;
- Circolare Ministero per i Beni e le Attività Culturali del 5 giugno 2007 - “*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*”.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Sistema di monitoraggio. Posizione dei sensori accelerometrici (in giallo) e delle termocoppie (in rosso). (Rif. “Post-earthquake dynamic monitoring of Basilica of St. Nicholas of Tolentino di Donato Sabia, Takayoshi Aoki, Daniele Costanzo, Renato Lancellotta, Antonino Quattrone).....	5
Figura 2 Modello FE bidimensionale con cui sono stati confrontati i risultati delle analisi (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017).....	6
Figura 3 Tabella di Normativa (rif. Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018 e circolare applicativa del 09 febbraio 2009).	12
Figura 4 Tabella di Normativa (rif. Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018 e circolare applicativa del 09 febbraio 2009).	14
Figura 5 Facciata della Basilica	18
Figura 6 Cappellone di San Nicola	20
Figura 7 Vista laterale della facciata e relative fessure presenti (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	22
Figura 8 Lesione della cornice decorativa interna della facciata, lato destro (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)	22
Figura 9 Lesione della cornice decorativa interna alla facciata, lato sinistro (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)	23
Figura 10 Dettaglio lesioni sull’arco del Cappellone (sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)	23
Figura 11 Dettaglio delle lesioni presenti sull’arco del Cappellone di San Nicola (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)	24
Figura 12 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	24
Figura 13 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	25
Figura 14 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	25
Figura 15 Rappresentazione solida facciata frontale (rif. modello creato da me)	26
Figura 16 Rappresentazione solida della copertura e dei contrafforti	27
Figura 17 Collegamento tra il cassettonato ligneo e la capriata in acciaio (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)	28
Figura 18 Capriata che regge il cassettonato (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	28

Figura 19 Capriata in acciaio che sorregge il tetto della struttura (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	29
Figura 20 Dettaglio dell'ammorsamento tra la capriata e la parete laterale dell'aula (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino)	30
Figura 21 Modellazione delle "beam" delle capriate.....	30
Figura 22 Interfaccia di MIDAS FX (rif. immagine creata da me)	31
Figura 23 Immagine del modello solido (rif. modello creato da me).....	31
Figura 24 Caratteristiche del materiale muratura inserite nel programma (rif. modello creato da me).....	33
Figura 25 Vista dei tabelloni forati interni del tetto (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	33
Figura 26 Caratteristiche del materiale IPE 120 (rif. modello creato da me).....	34
Figura 27 Definizione della mesh nel modello 3D (rif. modello creato da me).....	35
Figura 28 Muro di controfacciata di scarsa qualità implica scarso collegamento con il tetto (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	36
Figura 29 Schermata del Check Quality (rif. modello creato da me)	36
Figura 30 Rappresentazione della mesh quality: aspect ratio (rif. modello creato da me)	37
Figura 31 Rappresentazione della mesh quality: taper (rif. modello creato da me) ..	37
Figura 32 Rappresentazione della mesh quality: Jacobian Ratio (rif. modello creato da me)	38
Figura 33 Rappresentazione della mesh quality: collapse (rif. modello creato da me)	38
Figura 34 Rappresentazione della mesh quality: skew angle (rif. modello creato da me)	39
Figura 35 Rappresentazione della mesh quality: warpage (rif. modello creato da me)	39
Figura 36 Rappresentazione della mesh quality: twist (rif. modello creato da me) ..	40
Figura 37 Definizione del carico dovuto al casettonato ligneo (rif. modello creato da me)	41
Figura 38 Visualizzazione dei vincoli di incastro alla base della struttura (rif. modello creato da me).....	41
Figura 39 Visualizzazione dei vincoli cedevoli che simulano l'ala conventuale (rif. modello creato da me).....	42
Figura 40 Modello 3D della Basilica di San Nicola (rif. modello creato da me)	42
Figura 41 Impostazione dei parametri per l'analisi dinamica modale (rif. modello creato da me).....	44
Figura 42 1° Modo flessionale lungo X della torre (rif. Modello 3D creato da me) .	44

Figura 43 1° modo flessionale lungo X (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)	45
Figura 44 Prima forma modale identificata (rif. “Earthquake Thessaloniki Engineering 18-21 June 2018. The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy” Takayoshi AOKI, Daniele COSTANZO, Renato LANCELOTTO, Adriana PASCALE, Antonino QUATTRONE, Donato SABIA)	45
Figura 45 Seconda forma modale identificata (rif. “Earthquake Thessaloniki Engineering 18-21 June 2018. The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy” Takayoshi AOKI, Daniele COSTANZO, Renato LANCELOTTO, Adriana PASCALE, Antonino QUATTRONE, Donato SABIA)	45
Figura 46 2° Modo flessionale lungo Y della torre (rif. Modello 3D creato da me) .	46
Figura 47 2° modo flessionale lungo Y (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)	46
Figura 48 3° Modo di vibrare della Basilica (rif. Modello 3D creato da me)	47
Figura 49 3° modo di vibrare della Basilica (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)	47
Figura 50 Terza forma modale identificata (rif. “Earthquake Thessaloniki Engineering 18-21 June 2018. The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy” Takayoshi AOKI, Daniele COSTANZO, Renato LANCELOTTO, Adriana PASCALE, Antonino QUATTRONE, Donato SABIA)	48
Figura 51 4° Modo di vibrare della Basilica (rif. Modello 3D creato da me)	48
Figura 52 Quarta forma modale identificata (rif. “Earthquake Thessaloniki Engineering 18-21 June 2018. The permanent post-earthquake monitoring of Basilica St. Nicholas of Tolentino in central Italy” Takayoshi AOKI, Daniele COSTANZO, Renato LANCELOTTO, Adriana PASCALE, Antonino QUATTRONE, Donato SABIA)	48
Figura 53 4° modo di vibrare della Basilica (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)	49
Figura 54 Risultati monitoraggio dinamico (Rif. “Post-earthquake dynamic monitoring of Basilica of St. Nicholas of Tolentino di Donato Sabia, Takayoshi Aoki, Daniele Costanzo, Renato Lancellotta, Antonino Quattrone)	49
Figura 55 Risultati dell'analisi modale sul modello 2D (rif. “Analisi sismica della Basilica di San Nicola a Tolentino” tesi di laurea magistrale di Adriana Pascale, anno accademico 2016/2017)	50
Figura 56 Risultati dell'analisi modale sul modello 3D (rif. Modello creato da me)	50

Figura 57 Definizione dello spettro di risposta mediante l'ausilio del software Midas Gen (modello creato da me).....	51
Figura 58 Contour degli spostamenti per il LoadCase Sisma X (modello creato da me)	52
Figura 59 Contour degli spostamenti per il LoadCase Sisma Y (modello creato da me)	52
Figura 60 Tensione σ_{x-x} per il sisma X (modello creato da me)	53
Figura 61 Tensione σ_{y-y} per il sisma X (modello creato da me).....	53
Figura 62 Tensione σ_{z-z} per il sisma X (modello creato da me)	53
Figura 63 Tensione σ_{x-x} per il sisma Y (modello creato da me).....	54
Figura 64 Tensione σ_{y-y} per il sisma Y (modello creato da me)	54
Figura 65 Tensione σ_{z-z} per il sisma Y (modello creato da me)	54
Figura 66 Esempio di esplosione di una struttura nei suoi macroelementi (rif. “Calcolo dei meccanismi di collasso e analisi sismiche su strutture in muratura” tesi di laurea magistrale di Anna Campostrini, anno accademico 2012/2013)	59
Figura 67 Rappresentazione dei 28 meccanismi di collasso possibili (rif. SCHEDA PER IL RILIEVO DEL DANNO AI BENI CULTURALI – CHIESE).....	63
Figura 68 Rappresentazione del livello a cui è stato calcolato il cinematismo di collasso di facciata (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)	70
Figura 69 Rappresentazione schematica del cinematismo di ribaltamento globale della facciata	71
Figura 70 Calcolo degli spostamenti nel generico punto A	72
Figura 71 Riepilogolo delle espressioni utilizzate per il calcolo degli spostamenti	72
Figura 72 Vista laterale della facciata e relative fessure presenti (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	75
Figura 73 Rappresentazione del livello a cui è stato calcolato il cinematismo di collasso della sommità della facciata (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale).....	75
Figura 74 Schema del meccanismo di danno della sommità della facciata.....	76
Figura 75 Rappresenta del livello a cui è stato calcolato il cinematismo di collasso della facciata (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)	79
Figura 76 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	82
Figura 77 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	82
Figura 78 Lesioni dell'abside (rif. fotografie acquisite durante un sopralluogo da parte del team del Politecnico di Torino).....	83

Figura 79 Vista laterale della struttura per rappresentare il piano di attivazione del cinematisimo (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)	83
Figura 80 Vista posteriore della Basilica (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale).....	86
Figura 81 Individuazione del livello di calcolo del meccanismo della cella campanaria (rif. Tavole a cura dell'Università degli studi di Camerino - sede di Ascoli Piceno- Facoltà di Architettura, corso di Rilievo urbano e ambientale)	88

RINGRAZIAMENTI

È stato un percorso lungo, ma a tutto c'è una fine e anche questo giorno è arrivato.

La scelta di iscrivermi al Politecnico di Torino è maturata in me in seguito a una grande delusione nel mondo dello sport, ambiente in cui sono praticamente cresciuta.

È stato difficile decidere di lasciare casa, famiglia, insomma la quotidianità che ha sempre caratterizzato la mia vita fino a quel momento, ma qualcosa mi spingeva a rischiare perché in fondo sapevo che sarebbe stata la scelta migliore per me.

Sono arrivata a Torino da sola, non conoscevo nessuno ed ambientarmi i primi tempi è stato quasi traumatico. Ci sono voluti mesi per stringere le prime amicizie: riconosco che questo è un mio limite e devo lavorarci un bel po'.

In questi anni ho avuto il supporto sia morale che economico della mia famiglia a cui va sempre il mio primo pensiero, d'altronde senza di loro non sarei qui, a vivere la mia vita. Ringrazio mia madre Maria Grazia e mio padre Maurizio per avermi ascoltato, consolato e incoraggiato ogni volta che cadevo e avevo sempre meno forza per rialzarmi. Ringrazio mia sorella Filomena per essermi stata vicina in questi anni e per avermi fatto sentire il meno possibile la lontananza da casa. Un grazie va anche a mio fratello Francesco e alla sua famiglia: non veder crescere i miei nipoti Maurizio, Antonella e Francesca è stata la sofferenza più grande, sapendo che erano a casa ad aspettare il mio ritorno, ma loro sono anche la gioia più grande che la vita mi ha donato fino ad ora.

Il Politecnico di Torino mi ha cambiato inevitabilmente ma mi ha permesso anche di conoscere persone a cui mi sono legata in maniera profonda e indescrivibile.

Ringrazio con tutto il cuore Alessio e Nicola: ci siamo incontrati quasi per caso i primi mesi, abbiamo condiviso progetti, esami, difficoltà e successi in questi anni. Siete diventati non solo degli amici ma la mia famiglia qui a Torino, siete stati la mia ancora, il mio porto sicuro sempre. Vi voglio bene ragazzi e anche se da questo giorno in poi le nostre strade potrebbero dividersi, voi rimarrete per sempre un pezzo fondamentale della mia esperienza qui e un pezzo di cuore. Vi auguro il meglio, che i vostri sogni di realizzino e siate felici.

Ringrazio Agnese e Rosalinda con cui ho condiviso casa nei due anni catartici del mio percorso; siete state il mio punto di riferimento e mi avete dato consigli preziosi di ogni genere. In questi due anni abbiamo riso, scherzato, condiviso gioie, preoccupazioni e i problemi quotidiani della sana convivenza. È stato bellissimo sapere di tornare a casa ogni sera ed avere qualcuno che ti aspetta per condividere anche loro il tempo di una cena. Grazie di tutto.

Non per ultimo, ringrazio il mio relatore Prof. Donato Sabia e correlatore l' Ing. Antonino Quattrone, che si sono resi sempre disponibili per qualsiasi chiarimento in qualunque momento e mi hanno guidato nel mio lavoro di tesi nel migliore dei modi.

Il mio percorso al Politecnico di Torino si conclude con un po' di amarezza per l'ultimo anno accademico travagliato ma voglio comunque ringraziare questo Ateneo che mi ha fatto sentire così piccola rispetto all'enorme importanza che esso riveste ma che mi ha permesso comunque di crescere sia come studentessa che come persona. Grazie a tutte le persone che hanno fatto parte di questo mio percorso.

Grazie anche a te W., c'eri ieri; ci sei oggi.

Virginia