



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Model updating di edifici storici in muratura: il caso studio della Chiesa di
Santa Maria in Via a Camerino

Model updating of historical masonry buildings: the case study of the
Church of Santa Maria in Via in Camerino

Relatore Chiar.mo:

Prof. Ing. **Fabrizio Gara**

Correlatore:

Ing. **Davide Arezzo**

Tesi di Laurea di:

Nicole Boldrini

Anno Accademico 2020-2021

INDICE

CAPITOLO 1.....	1
INTRODUZIONE.....	1
CAPITOLO 2.....	4
MURATURE STORICHE E SISMA.....	4
2.1 Il percorso della conoscenza.....	4
2.1.1 Analisi storico-critica	5
2.1.2 Rilievo geometrico dimensionale	5
2.1.3 Rilievo tecnologico-costruttivo.....	5
2.1.4 Rilievo dello stato di conservazione	6
2.1.4.1 Forme di degrado	6
2.1.4.2 Forme del quadro fessurativo e deformativo	6
2.1.5 Individuazione dei caratteri architettonici e costruttivi	6
CAPITOLO 3.....	7
STATO DELL'ARTE NEL MODEL UPDATING	7
3.1 Model updating	7
3.1.1 Model Updating Manuale.....	7
3.1.2 Model Updating Automatico	8
3.2 MAC	9
3.2.1 Paragone tra le proprietà modali	10
3.2.2 Calcolo dell'indice MAC.....	10
3.2.3 Rappresentazione dell'indice MAC.....	11
3.3 Casi studio presenti in letteratura	11
3.3.1 La Torre Campanaria di San Frediano.....	11
3.3.1.1 Identificazione dinamica.....	12
3.3.1.2 Modellazione FEM e model updating.....	12
3.3.2 Chiesa di San Giorgio	20
3.3.2.1 Identificazione dinamica.....	21
3.3.2.2 Modellazione FEM e model updating.....	23
3.3.3 Il mastio di Matilde	26
3.3.3.1 Identificazione dinamica.....	27
3.3.3.2 Modellazione FEM e model updating.....	28
3.3.4 Chiesa di San Torcato	29
3.3.4.1 Identificazione dinamica.....	31
3.3.4.2 Modellazione FEM e model updating.....	32
3.3.5 La Torre degli Smeducci.....	35

3.3.5.1	Identificazione dinamica.....	35
3.3.5.2	Modellazione FEM e model updating.....	38
CAPITOLO 4.....		45
SANTA MARIA IN VIA.....		45
4.1	Inquadramento storico.....	45
4.2	Stato di danneggiamento dopo il sisma del 2016	47
4.2.1	Tiburio e copertura.....	47
4.2.2	Campanile.....	48
4.2.3	Corpo di facciata.....	48
4.2.4	Pareti interne.....	51
4.2.5	Pareti laterali	51
4.3	Interventi di messa in sicurezza.....	52
4.3.1	Sistema di cattura e consolidamento delle murature	53
4.3.2	Sistema di contenimento della facciata e cerchiatura della Chiesa	54
4.3.3	Sistema di tubi-giunti interno.....	61
4.4	Identificazione dinamica preliminare	62
4.5	Sistema di monitoraggio.....	64
CAPITOLO 5.....		66
MODELLAZIONE		66
5.1	Introduzione alla modellazione FEM	66
5.2	Introduzione ad ANSYS Workbench	67
5.3	Rilievo geometrico.....	68
5.4	Rilievo materico.....	72
5.4.1	Murature	74
5.4.1.1	Muratura 1.....	75
5.4.1.2	Muratura 2.....	77
5.4.1.3	Muratura 3.....	78
5.4.1.4	Muratura 4.....	79
5.4.2	Solai in legno.....	80
5.4.3	Copertura.....	81
5.4.4	Regioni ripristinate	84
5.5	FASE 1: Modellazione della Chiesa	85
5.6	FASE 2: Modellazione del presidio	86
5.6.1	Step 1: Importare il modello da Autocad a Ansys Workbench.....	86
5.6.2	Step 2: Assegnare le sezioni	86
5.6.3	Step 3: Vincolare le aste tra di loro	88

5.6.4 Step 4: Assegnare il materiale	89
5.6.5 Step 5: Inserire il vincolo a terra.....	93
5.7 FASE 3: Modellazione della Chiesa con il presidio.....	94
5.7.1 Step 1: Vincolare la struttura reticolare alla Chiesa	94
5.7.2 Step 2: Modellare le funi	100
5.7.3 Step 3: Simulare la presenza dei deviatori (vincolo funi-chiesa).....	102
5.7.4 Step 5: Assegnare il materiale alle funi	108
5.7.5 Step 6: Assegnare la precompressione alle funi.....	108
5.7.6 Step 7: Inserire le masse in copertura	109
5.7.7 Step 8: Meshatura	110
CAPITOLO 6.....	111
MODEL UPDATING.....	111
6.1 Particle Swarm Optimization (PSO) del modello numerico.....	111
CAPITOLO 7.....	116
STIMA DEL TIRO DELLE FUNI MEDIANTE PROVE DINAMICHE.....	116
7.1 Sistema di monitoraggio: Componenti e attrezzature	117
7.1.1 Analog devices ADXL355	117
7.1.2 Espressif Systems ESP8266.....	118
7.2 Effetti della temperatura e dinamica della fune	119
7.2.1 Effetti delle variazioni termiche sulle strutture.....	119
7.2.2 Frequenza di una corda ideale fissata agli estremi nelle piccole oscillazioni.....	120
7.2.2.3 Derivazione dell'equazione delle corde vibranti	121
7.2.2.4 Soluzione dell'equazione di d'Alembert col metodo di Fourier	123
7.3 La composizione delle funi	126
7.3.1 Filo	127
7.3.2 Trefolo	128
7.3.3 Anima.....	129
7.4 FASE 1: Elaborazione di un foglio di calcolo Excel	129
7.5 FASE 2: Modellazione di una fune con Ansys	133
7.6 FASE 3: confronto con i dati sperimentali	137
7.7 FASE 4: variazione del tiro sulle funi.....	138
CAPITOLO 8.....	141
CONCLUSIONI	141
Bibliografia.....	142

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

La sequenza sismica del 2016-2017 del Centro Italia ha confermato l'elevata vulnerabilità sismica delle chiese storiche in muratura, vulnerabilità che risulta significativamente maggiore rispetto a quella delle ordinarie strutture in muratura non rinforzate. Il dato risulta dall'osservazione dei danni su oltre 4000 edifici, in un'area di quasi 30000 Km². In generale, i dati raccolti dai rilievi dopo eventi sismici rappresentano un'importante fonte di informazioni per una comprensione migliore della vulnerabilità del costruito e dell'efficacia degli interventi che li hanno eventualmente interessati. L'area maggiormente colpita dalla sequenza sismica del 2016-2017 in Italia centrale comprende un territorio approssimativamente coincidente con quello di due parchi nazionali italiani: quello del " Gran Sasso e Monti della Laga" e quello dei "Monti Sibillini", di competenza delle amministrazioni territoriali delle regioni Marche, Abruzzo, Lazio e Umbria. I danni più severi sono stati riscontrati nell'area interna, caratterizzata dal punto di vista geologico dalla presenza di rilievi montuosi (più di 2500 m s.l.m.), altipiani (come Castelluccio di Norcia e Amatrice) e numerosi fiumi (Tronto, Nera). I municipi in cui questo territorio è suddiviso sono centri di media-piccola dimensione (ex. 7000 abitanti a Camerino, 5000 a Norcia, 2500 ad Amatrice, 1100 ad Arquata del Tronto e Visso) e insediamenti di piccola scala, che includono anche paesi in parte abbandonati. Sono stati parzialmente colpite anche città di entità più grande, come Ascoli Piceno (50000 abitanti) o Tolentino (20000 abitanti). L'analisi dei danni sismici sulle chiese, ha principalmente ragioni sociali e culturali. Da una parte, essendo luoghi rappresentativi dell'identità di un paese, la loro riapertura dopo un terremoto è uno dei primi simboli di riabilitazione di una comunità. Dall'altra parte, contenendo molti beni culturali (statue, affreschi, dipinti, archivi) ed essendo loro stesse una risorsa culturale, le chiese dovrebbero essere protette da ulteriori perdite derivanti da un loro danneggiamento. Nel territorio dove si sono osservati danni significativi agli edifici, gran parte delle chiese ha mostrato un collasso totale o parziale [Fig.1]. Ciò è dovuto all'eterogeneità dei materiali, e alla loro complessa concezione strutturale, con larghi spazi caratterizzati dall'assenza di muri interni e solai. La mancanza di diaframmi rende i muri più snelli rispetto a quelli degli edifici comuni. Inoltre, la presenza di archi e volte induce spinte fuori dal piano che comportano una più alta vulnerabilità delle strutture in muratura nei confronti di meccanismi fuori dal piano innescati da forze sismiche. Quindi l'analisi del danno sismico nelle chiese ha i seguenti obiettivi:

- Proteggere i beni culturali da un ulteriore degrado
- Rendere le chiese fruibili in maniera sicura
- Programmare interventi di riparazione e restauro sulla base delle risorse economiche disponibili

(Andrea, et al., 2019)



(a) Messina - Reggio Calabria 1908



(b) Avezzano 1915



(c) Belice 1968



(d) Friuli 1976



(e) Irpinia 1980



(f) Umbria and Marches 1997



(g) L'Aquila 2009



(h) Emilia 2012



(i) Central Italy 2016

Figura 1 Danni sismici alle chiese

Ai giorni d'oggi, è nato un forte interesse nell'ispezione e nel monitoraggio delle condizioni di invecchiamento, degrado e danneggiamento dei beni culturali, soggetti a vari fattori (tra cui i terremoti) che potrebbero portarli al collasso qualora i cambiamenti da loro provocati non siano diagnosticati in tempo. Così l'ispezione periodica è essenziale per assicurare la fruibilità e la sicurezza delle strutture. Ma i metodi di monitoraggio periodico e la valutazione del degrado dei materiali non possono controllare completamente lo stato di un edificio. Inoltre la condizione della struttura è stimata solo nel momento di un'ispezione. In molti casi il grado di danneggiamento e il suo sviluppo non sono noti, e allo stesso tempo i carichi e i fattori ambientali non sono identificati. (Thankahan, Garg, & Raj, 2016).

Negli ultimi anni, le tecniche di monitoraggio della salute strutturale basate sulla misura delle vibrazioni (*"vibration-based structural health monitoring"*) si sono affermate come un valido supporto per il monitoraggio delle strutture tipiche del campo dell'ingegneria civile. Nonostante l'uso delle vibrazioni per il monitoraggio dell'integrità strutturale sia complesso, il suo utilizzo è sempre più frequente anche per il monitoraggio di edifici storici in muratura. Il principio base del monitoraggio del danno strutturale per mezzo di misure vibrazionali è che le caratteristiche dinamiche di un edificio (frequenza, modo di vibrare, rapporto di smorzamento etc.) sono funzioni delle caratteristiche della struttura (massa, rigidità, smorzamento etc.). Il verificarsi della rottura determina un decremento della rigidità strutturale, che provocherà cambiamenti nella frequenza e nei parametri modali. La loro variazione e i nuovi valori possono essere utilizzati come indici di degrado strutturale (Park, 2017). Il monitoraggio può avvenire mediante l'acquisizione di grandezze vibratorie (tramite accelerometri o velocimetri) prodotte artificialmente [sollecitando le strutture con forzanti (martelli strumentati, vibrodine, etc)] o da sorgenti naturali. In quest'ultimo caso, la struttura viene esaminata in condizioni operative, sollecitata unicamente da quelle sorgenti che si presentano nel normale esercizio, come ad esempio agenti atmosferici, traffico veicolare, macchinari o microtremiti. I dati vengono acquisiti in tempo reale e in maniera continua consentendo un efficiente monitoraggio delle caratteristiche dinamiche della struttura. Questa tecnica prevede l'utilizzo di un numero limitato di sensori che comporta la difficile localizzazione del danno, il che richiede l'integrazione dei dati ottenuti con un modello fisico di supporto come, ad esempio, un modello agli elementi finiti. Tale modello dovrà essere calibrato sulla base

dei dati sperimentali per rappresentare nella maniera più veritiera possibile l'edificio e poter localizzare in maniera precisa il danno.

La presente tesi prende in analisi il caso studio della Chiesa di Santa Maria in Via di Camerino (MC), danneggiata in maniera molto significativa dagli eventi sismici del 26 ottobre 2016, che contribuirono al crollo del campanile e del tiburio. Nel 2020 è stato installato un sistema di monitoraggio statico e dinamico in modo da monitorare nel tempo l'evoluzione del suo stato di danneggiamento.

Il modello a elementi finiti della Chiesa, utile per la comprensione delle prove di caratterizzazione dinamica, è stato sviluppato in ambiente Ansys dove, in una prima fase, erano già state eseguite delle analisi di calibrazione manuale per quanto riguarda i moduli elastici dei materiali. L'obiettivo del presente lavoro di tesi è stato quello di completare il modello inserendo il presidio di sicurezza in acciaio, installato a seguito del sisma del 2016 per evitare l'evoluzione del cinematismo di ribaltamento della facciata innescatosi in quell'occasione, e studiarne l'interazione con le parti in muratura. Per raggiungere questo obiettivo sono stati indagati sperimentalmente anche i trefoli di confinamento che collegano il presidio in acciaio al corpo principale della chiesa andando a misurare la loro frequenza e calibrando il tiro dei trefoli. Quest'ultima informazione, insieme ai dati del monitoraggio dinamico, sarà molto utile per comprendere sia l'evoluzione dello stato della Chiesa, che lo stato del presidio posto a sicurezza.

CAPITOLO 2

MURATURE STORICHE E SISMA

Il comportamento di una struttura in muratura può essere definito come il suo modo di resistere, deformarsi e danneggiarsi fino ad arrivare al collasso quando sollecitata dai carichi verticali, normalmente presenti sulla struttura, e dai carichi esterni, come ad esempio le azioni orizzontali dovute al sisma.

Il comportamento di una struttura in muratura rispecchia il modo con cui essa ha reagito alle azioni che ha subito nel tempo con le quali, se non si è in presenza di cambiamenti sulla costruzione, continua a reagire nel presente e continuerà a reagire anche in futuro. Il comportamento di una muratura è pertanto condizionato da evoluzioni che la struttura ha subito nel corso degli anni, come per esempio perdita di efficienza dei materiali e dissesti strutturali. Per avere un'idea di quale possa essere il comportamento strutturale, è quindi necessario capire come la costruzione si sia opposta nel tempo alle azioni che su essa gravavano. Questo aspetto è molto importante per progettare un intervento che rispetti lo schema strutturale con cui la fabbrica è stata concepita e realizzata, ovvero lo schema statico con cui la struttura effettivamente reagisce, senza stravolgerla e agendo solo laddove necessario. Le costruzioni in muratura svolgono al meglio la loro funzione quando sollecitate da carichi verticali. Queste azioni hanno quindi su di essa un effetto stabilizzante, mentre le azioni orizzontali come le spinte statiche delle coperture, degli archi e delle volte, se non opportunamente contrastate, possono comportare l'instabilizzarsi della struttura muraria.

L'edificio storico in muratura è di fatto concepito e realizzato come un assemblaggio tridimensionale di muri e orizzontamenti, normalmente costituiti da solai lignei e/o da volte in laterizio, collegati per conferire un'opportuna stabilità e robustezza all'insieme.

L'azione sismica che investe la fabbrica muraria fa sì che essa manifesti il suo comportamento mettendo in luce tutte le sue forme di vulnerabilità. Dall'osservazione dei danni e dei quadri di dissesto post-sisma è stato possibile constatare che, se non sono state eseguite modificazioni sulla struttura, al ripetersi delle sollecitazioni il suo comportamento tende a riprodursi anche a distanza di anni, riproponendo i danni già manifestati in passato. I diversi eventi sismici e i danni riparati solo parzialmente, con il passare degli anni, producono nella fabbrica un danno cumulato.

Obiettivo del progetto di intervento dovrà essere quindi quello di ristabilire un'efficienza strutturale venuta meno nel tempo punto per far ciò è necessario individuare tutte le forme di indebolimento presenti nella struttura.

La vulnerabilità può essere delineata come stima del danno atteso che può essere sia probabile, quando la presenza e l'attivazione di meccanismi può essere riconosciuta interpretando i danni a essi associati, sia possibile, quando si associano i danni a parti determinate (vulnerabilità tipica) o a debolezze locali (vulnerabilità specifica).

2.1 Il percorso della conoscenza

La conoscenza di una costruzione esistente gioca un ruolo fondamentale per le decisioni progettuali di interventi antisismici. Il percorso di conoscenza ha inizio con le fasi del rilievo, il quale consente di individuare le origini della fabbrica muraria, le sue fasi costruttive, le sue trasformazioni e gli aspetti caratteristici e anomali, la qualità dei materiali, degli elementi strutturali e delle connessioni tra le parti e le forme di degrado e di dissesto. Il comportamento strutturale è strettamente influenzato da alcuni fattori: la forma (geometria), i materiali (la loro resistenza e il degrado che può influenzarla), le azioni agenti (statiche o dinamiche) e gli aspetti strutturali (ad esempio le deformazioni e la qualità dei collegamenti tra le parti strutturali).

Un utile strumento di conoscenza di un edificio in muratura può essere costituito da un processo

metodologico con il quale, individuato lo stato di dissesto dell'edificio, patologia, lo si analizza mediante un processo diagnostico, cioè quello che in pratica è chiamato "rilievo critico":

- Analisi storico critica;
- Rilievo geometrico dimensionale;
- Rilievo tecnologico costruttivo e materico;
- Rilievo del degrado;
- Rilievo del quadro fessurativo e deformativo;
- Individuazione dei caratteri architettonici e costruttivi.

Il processo diagnostico termina con una serie di eventuali indagini strumentali, volte a ottenere informazioni precise e puntuali come ad esempio la presenza di vuoti all'interno delle sezioni murarie e le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali. Dal processo diagnostico s'ipotizza quali possano essere state le cause che hanno portato ad avere quella determinata patologia dell'edificio. Infine si arriva a proporre una serie di provvedimenti finalizzati a eliminare le vulnerabilità dell'edificio. Lo scopo della fase conoscitiva è quello del costruire un'adeguata comprensione della vulnerabilità del manufatto, e di prendere decisioni progettuali per eliminare eventuali carenze strutturali rilevate.

2.1.1 Analisi storico-critica

Ricostruire il processo di realizzazione della costruzione e le successive modifiche subite nel tempo dalla struttura, fa parte della conoscenza dell'edificio utili a comprendere il permanere o il mutare dell'assetto della fabbrica, proprio come verificare se ci sono stati eventi anche traumatici che possono averla interessata, quali incendi, crolli e sismi. È fondamentale che l'analisi storico-critica ricostruisca il processo evolutivo della fabbrica in quanto qualsiasi alterazione può aver causato una diversa interazione tra le parti nell'edificio. questa fase si basa su fonti scritte (ad esempio fonti archivistiche, documenti grafici, catasti, documenti fotografici dell'epoca, fonti bibliografiche e testimonianze dirette).

Qualora l'edificio analizzato non sia isolato, ma faccia parte di un aggregato edilizio, è opportuno estendere la fase conoscitiva anche agli edifici a esso adiacenti, in maniera da contestualizzare il suo comportamento in quello dell'aggregato (evoluzione costruttiva dell'aggregato, la sua regolarità altimetrica e planimetrica, i dislivelli di piano, la posizione delle aperture, la presenza di presidi a contrasto di eventuali spinte).

2.1.2 Rilievo geometrico dimensionale

è necessaria la predisposizione di un rilievo geometrico in scala (piante, prospetti e sezioni) al fine di definire la geometria e le varie quote dell'edificio. Deve essere realizzato su tutti i piani dell'edificio entro e fuori terra. Il rilievo metrico deve contenere informazioni sullo spessore di tutte le pareti e anche alle posizioni delle varie aperture (il loro allineamento, la loro distanza dalle zone critiche come quelle dell'angolo o quelle degli incroci murari). Tale rilievo deve inoltre contenere tutte le informazioni relative agli orizzontamenti, quindi lo spessore dei solai e delle coperture, quali sono le dimensioni delle strutture principali e secondarie (ad esempio travi e travetti nei solai lignei), qual è la configurazione delle strutture voltate.

2.1.3 Rilievo tecnologico-costruttivo

L'individuazione della tecnologia costruttiva è fondamentale.

da tale rilievo devono essere descritte in maniera esaustiva le seguenti peculiarità:

- La tecnologia costruttiva delle strutture murarie: la presenza di diatoni e ortostati; materiale impiegato come ad esempio muratura in pietra, in laterizio pieno o forato, la qualità dei giunti e lo spessore dei letti di malta; si deve mettere in risalto se la muratura è realizzata a regola d'arte, se è a doppio paramento, se è a sacco, se è realizzata con elementi squadri o tondeggianti;

- la tecnologia costruttiva degli orizzontamenti: ad esempio solai lignei a semplice o doppia orditura, in latero-cemento, a voltine; solai spingenti come volte in muratura. Questo rilievo permette di individuare lo spessore di ogni strato dei solai, il loro orientamento (parallelo o ortogonale alle pareti di facciata), gli interassi delle orditure
- la tecnologia costruttiva della copertura: ad esempio in legno, in latero-cemento, in acciaio; a struttura spingente o spinta eliminata;
- la qualità dei collegamenti verticali tra le murature;
- la qualità dei collegamenti tra murature e orizzontamenti;
- la qualità dei collegamenti tra murature e copertura;
- interventi errati eseguiti in passato ad esempio pesanti sopraelevazioni.

2.1.4 Rilievo dello stato di conservazione

2.1.4.1 Forme di degrado

Il rilievo dei fenomeni di degrado e dei fattori che riducono l'efficienza strutturale individua le forme di degrado degli elementi costitutivi, limitandosi a quelle che riducono l'efficienza meccanica della struttura (erosione dei giunti, la frattura di elementi lapidei e laterizi, l'immarcamento di travi lignee dei solai e delle coperture. Inoltre rileva le condizioni manutentive degli elementi di protezione come l'efficienza del manto di copertura, di gronde e pluviali.

2.1.4.2 Forme del quadro fessurativo e deformativo

Questa fase individua le forme di danno strutturale subito dalla fabbrica di tipo statico e dovute al sisma. Si vanno a rilevare le lesioni marcate che causano la perdita di continuità della struttura e si riportano sulle piante, sui prospetti e sulle sezioni. Per identificare il meccanismo di dissesto che hanno formato la lesione stessa vanno riferiti l'entità e il verso di spostamento relativo tra i due cigli della fessura. Inoltre si indica se le lesioni sono riscontrabili, con analogo o diverso andamento e in posizione speculare o meno su entrambe le facce della parete muraria. Altre caratteristiche da individuare sono: le fratture concentrate negli elementi sintomo di schiacciamento o martellamento; distacchi di intonaco; decoesione della muratura come la perdita di adesione tra malta pietre o mattoni; lo sfilamento delle orditure linee dei solai e delle coperture dalla muratura; trolli di parti, strutturali e non, della fabbrica.

2.1.5 Individuazione dei caratteri architettonici e costruttivi

In questa fase, mediante descrizione grafica e fotografica, vanno identificati:

- le parti strutturali di antica costruzione;
- le superfici e gli elementi di finitura di antica costruzione, o comunque di interesse storico architettonico (intonaci, affreschi, mobili di pregio);
- le parti o gli interventi di recente inserimento nel caso in cui la fabbrica abbia subito interventi con tecniche moderne in tempi recenti, ad esempio cordoli in c.a.

(Vallucci, Quagliarini, & Lenci)

CAPITOLO 3

STATO DELL'ARTE NEL MODEL UPDATING

3.1 Model updating

Il model updating è quel processo di quantificazione della differenza tra i risultati di un'analisi su un modello agli elementi finiti e i dati sulla risposta dinamica misurati sulla struttura, per poi modificare i valori di input dei parametri inseriti nel modello al fine di ottenere un modello valido [Fig.2]. Questo si fa a causa di una conoscenza inadeguata delle condizioni di vincolo della struttura, delle proprietà dei materiali ignote oppure delle semplificazioni nel modello di sistemi strutturali molto complessi. Per esempio, modellare i giunti non è semplice, proprio come stabilire la rigidezza. Le incertezze nel processo di modellazione fanno sì che la dinamica prevista di una struttura sia differente dalla dinamica misurata della struttura reale. Durante questo processo, i dati sperimentali vengono comparati con i risultati delle predizioni numeriche ottenute dal modello. La risposta dinamica viene mostrata sotto forma di spostamenti, danni e possibili meccanismi di collasso, poi viene comparata con i risultati numerici e il modello viene implementato fino a ottenere risultati soddisfacenti. Gli aggiornamenti del modello riguardano le proprietà dei materiali, la geometria o morfologia degli elementi strutturali, la modellazione delle connessioni, l'influenza del terreno, le possibili interazioni con edifici adiacenti e la distribuzione del danno (in particolare l'influenza di grosse fessure locali o separazioni). La validazione è il processo di determinazione del grado al quale un modello è un'accurata rappresentazione del mondo reale dal punto di vista di un previsto uso del modello.

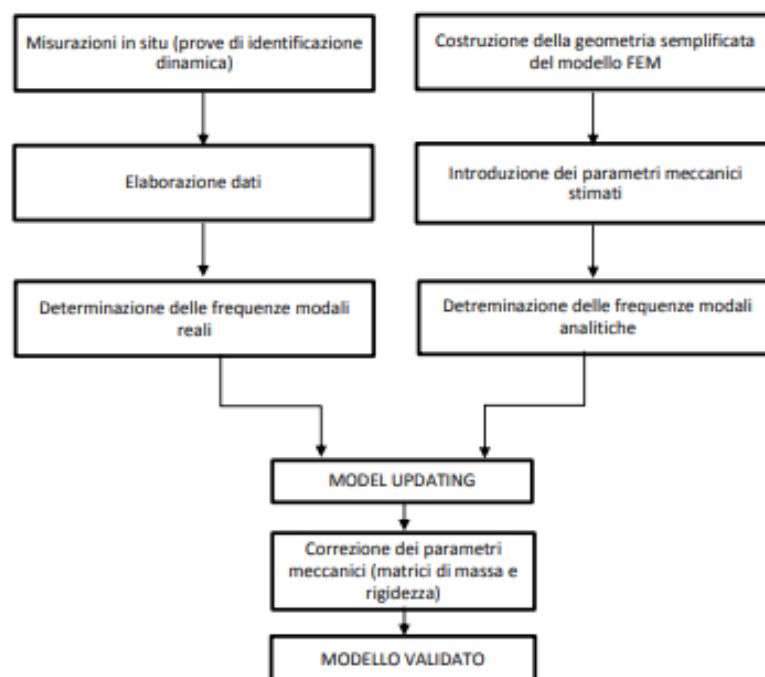


Figura 2 Procedura adottata durante la correlazione tra test dinamici e il modello FEM

3.1.1 Model Updating Manuale

Il model updating può essere eseguito cambiando manualmente la geometria e i parametri con un procedimento iterativo. La parte più importante della calibrazione del modello a elementi finiti è l'individuazione dei parametri incerti da aggiornare, ovvero:

- Proprietà dei materiali: modulo di Young, modulo di taglio peso specifico, coefficiente di smorzamento;
- Proprietà geometriche: sezioni e masse aggiuntive;
- Proprietà di modellazione: condizioni al contorno.

I parametri più utilizzati sono le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno, in particolare il modulo di Young, proprio perché è il più incerto. Le proprietà dei materiali si cambiano fino a che le differenze tra i risultati sperimentali e numerici sono meno del 5%.

3.1.2 Model Updating Automatico

Questa metodologia prende in considerazione un numero superiore di parametri incerti ed utilizza tecniche di aggiornamento globali e locali. La prima utilizza un singolo valore per ogni parametro in tutti i modelli, e viene fermata quando si raggiunge una determinata tolleranza. La seconda considera le proprietà del materiale a differenti valori per ogni elemento di mesh e si esegue dopo l'aggiornamento del modello globale per fare analisi specifiche. I principali step sono:

- Selezione dei parametri incerti
- Determinazione dell'efficacia di ogni parametro;
- Specifica dei limiti ammissibili per ogni parametro;
- Studi di convergenza per minimizzare la differenza tra risultati sperimentali e numerici.

Con questo metodo di updating le differenze tra i risultati numerici e sperimentali possono ridursi fino all'1%.

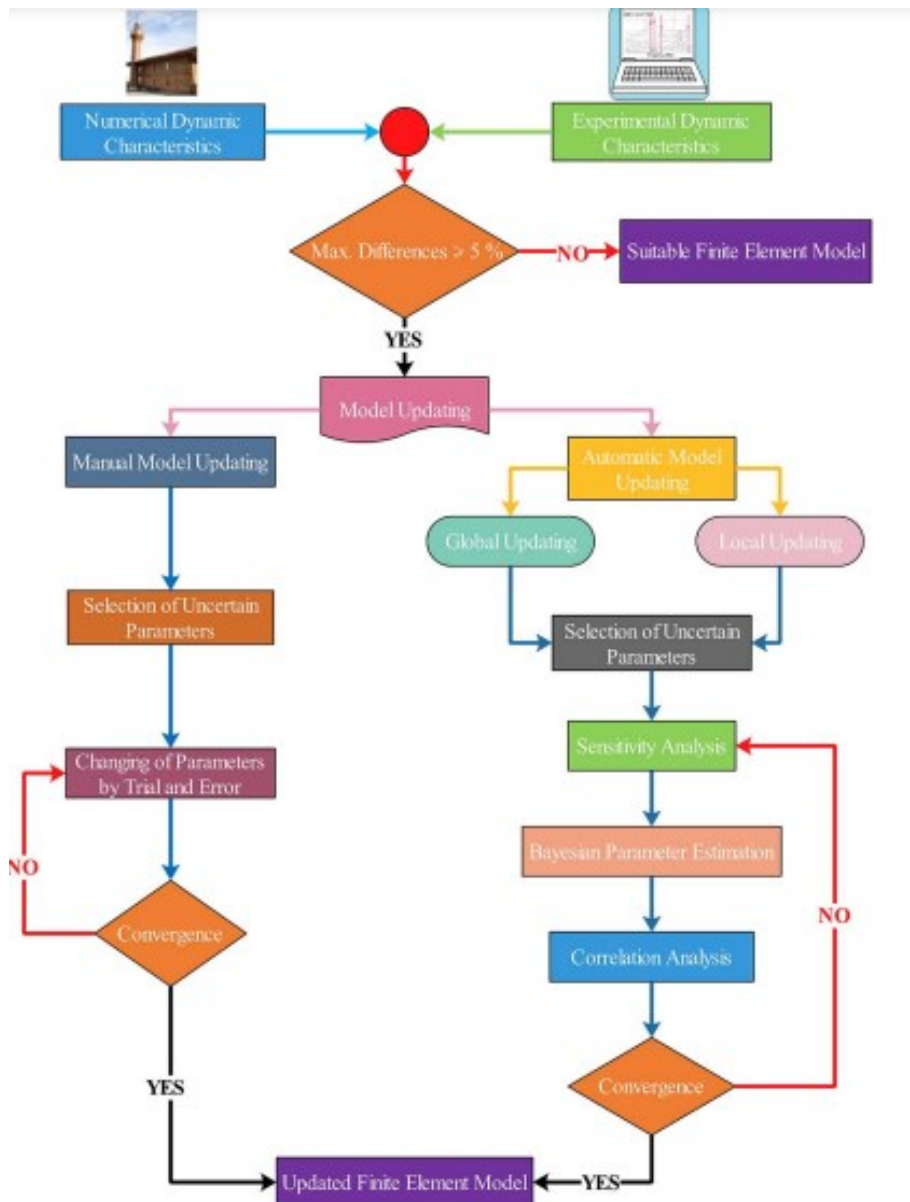


Figura 3 Model updating manuale e automatico (Altunışık, Fatih Yesevi Okur, Ali Fuat Genç, Murat Günaydin, & Adanur)

3.2 MAC

L'obiettivo del model updating quindi è quello di diminuire le differenze tra i dati sperimentali e quelli ottenuti dal modello a elementi finiti, attraverso piccoli cambiamenti dei parametri del modello. Il Modal Assurance Criterion è un indicatore statistico che è molto sensibile alle larghe differenze e poco sensibile alle piccole differenze nei modi di vibrare. Questo lo rende un buon indicatore statistico della loro corrispondenza. Il MAC considera solo i modi di vibrare, cioè deve essere fatto un paragone tra le frequenze congiuntamente ai valori MAC per determinare le coppie di modi correlate. Questo indice viene di solito usato per accoppiare i modi di vibrare derivanti dai modelli analitici e quelli ottenuti sperimentalmente. È facile da applicare e non richiede la stima delle matrici del sistema. Ha valori che vanno da 0 a 1, con 1 che indica la piena corrispondenza dei modi di vibrare. Un valore vicino a 0 indica che i modi non sono coerenti.

Nomenclatura

$\{\varphi_x\}_q$ vettore modale sperimentale, modo q

$\{\varphi_A\}_r$ vettore modale analitico compatibile, modo r

$\{\varphi_x\}_q^T$ trasposto di $\{\varphi_x\}_q$

$\{\varphi_A\}_r^T$ trasposto di $\{\varphi_A\}_r$

$\{\psi_x\}_q$ autovettore definito il modo complesso smorzato di vibrazione

$\{\psi_A\}_r$ autovettore definito il modo complesso smorzato di vibrazione

$\{\psi_x\}_q^*$ complesso coniugato di $\{\psi_x\}_q$

$\{\psi_x\}_q^T$ trasposto di $\{\psi_x\}_q$

$\{\psi_A\}_r^*$ complesso coniugato di $\{\psi_A\}_r$

3.2.1 Paragone tra le proprietà modali

Le proprietà modali che sono comparate di solito includono le frequenze naturali, i vettori dei modi di vibrare e le masse modali. Per un sistema con modi complessi di vibrazione. La MAC è utile per confrontare:

- Modi di vibrare misurati con i vettori determinati dal modello analitico;
- Stime dello stesso vettore modale ottenuto da differenti punti di eccitazione nello stesso test;
- Stime dello stesso vettore modale ottenuto da processi di identificazione di diversi parametri modali usando i dati dello stesso test;
- La forma modale di una prova prima e dopo il cambiamento nella struttura fisica causata da una modificazione.

3.2.2 Calcolo dell'indice MAC

L'indice MAC è calcolato come il prodotto scalare tra i due vettori $\{\varphi_A\}$ e $\{\varphi_X\}$. I risultati scalari si organizzano nella matrice MAC [1]

$$MAC(r, q) = \frac{|\{\varphi_A\}_r^T \{\varphi_X\}_q|^2}{(\{\varphi_A\}_r^T \{\varphi_A\}_r)(\{\varphi_X\}_q^T \{\varphi_X\}_q)} \quad [3.1]$$

Una formulazione equivalente è la [2]:

$$MAC(A, X) = \frac{\left| \sum_{j=1}^n \{\varphi_A\}_j \{\varphi_X\}_j \right|}{\left(\sum_{j=1}^n \{\varphi_A\}_j^2 \right) \left(\sum_{j=1}^n \{\varphi_X\}_j^2 \right)} \quad [3.2]$$

Per modi di vibrare più complessi vale la [3]:

$$MAC(r, q) = \frac{|\{\psi_A\}_r^T \{\psi_X\}_q^x|^2}{(\{\psi_A\}_r^T \{\psi_A\}_r^x)(\{\psi_X\}_q^T \{\psi_X\}_q^x)} \quad [3.3]$$

Come già detto l'indice MAC assume valori tra 0 (rappresentando una corrispondenza non coerente) e 1 (rappresentando una corrispondenza coerente). I valori più grandi di 0.9 indicano una corrispondenza coerente mentre valori bassi indicano una bassa corrispondenza tra i due modi.

I valori vicini a 0 si ottengono per le seguenti ragioni:

- Il sistema risulta non stazionario a causa dei cambiamenti nella massa, nella rigidità e nelle proprietà di smorzamento durante il test;

- Il sistema è non lineare;
- La tecnica di estrazione del parametro non è valida per i dati misurati;
- Le forme modali sono linearmente indipendenti.

I valori vicini a 1 si ottengono per le seguenti ragioni:

- Il numero dei gradi di libertà è insufficiente per distinguere tra forme modali indipendenti;
- I modi di vibrare sono un risultato di forze non misurate sul sistema;
- Le forme modali rappresentano lo stesso movimento differente solo per uno scalare.

3.2.3 Rappresentazione dell'indice MAC

Oggi i sistemi utilizzano grafici 2D e 3D [Fig.4]

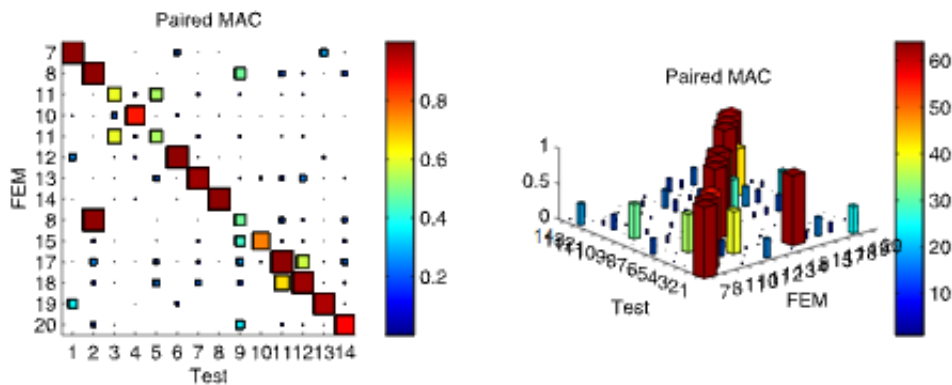


Figura 4 Rappresentazioni MAC

(Pastor, Binda, & Harcarik, 2012)

3.3 Casi studio presenti in letteratura

Il presente paragrafo descrive vari casi di edifici storici, di cui è stato eseguito il model updating in seguito a un'identificazione dinamica preliminare. I risultati di seguito riportati sono presi dai lavori illustrati negli articoli inseriti nella bibliografia.

3.3.1 La Torre Campanaria di San Frediano

Fonte: (Azzara, Girardi, Padovani, Pellegrini, & Robol, 2020)

La torre campanaria della Basilica di San Frediano, risalente all'XI secolo, è una delle meglio preservate nel centro storico di Lucca [Fig.5]. È alta 52 m con muri che variano di spessore da 2.1 m alla base fino a 1.6 m in sommità. La Basilica si connette alla torre su due lati per un'altezza di 13 m. La muratura di cui è composta la torre è fatta di blocchi di pietra regolari, mentre è visibile una muratura in mattoni abbastanza omogenei sulle sezioni superiori, oltre alla parte centrale dei muri, dove la muratura tra le finestre è fatta di blocchi di pietra [Fig 5].

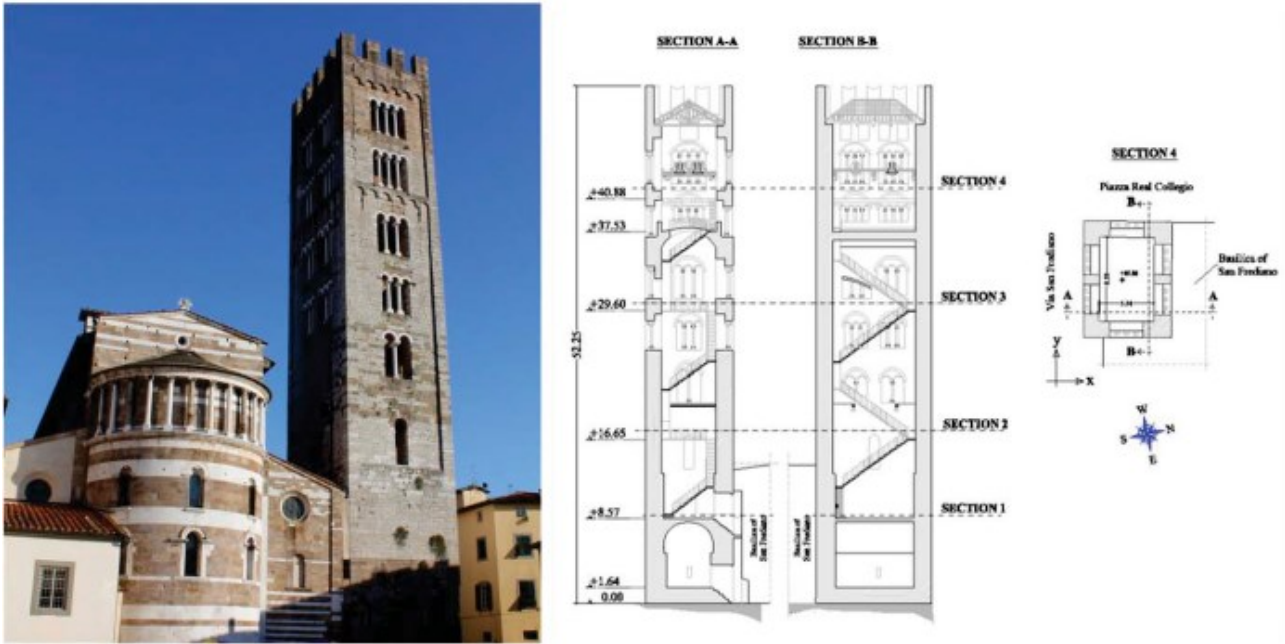


Figura 5 Torre Campanaria della Basilica di San Frediano

3.3.1.1 Identificazione dinamica

Nel periodo tra il 2015 e il 2017 la torre è stata attrezzata dall'osservatorio Sismologico di Arezzo (INGV) con quattro stazioni sismometriche triassiali SARA, ognuna composta da digitalizzatori SLO6 24 bit e un sismometro SS20 (trasduttore elettrodinamico di velocità). Gli strumenti sono stati posizionati sulla torre campanaria adottando differenti disposizioni di sensori e i dati sono stati analizzati con il Covariance Driven Stochastic Subspace Identification method (SSI/Cov), implementato nel codice MACEC. Nella tabella 1 si riportano i primi 5 modi di vibrare identificati e le loro frequenze.

Mode	Frequency [Hz]
Mode 1 (Bending X)	1.11
Mode 2 (Bending Y)	1.39
Mode 3 (Torsional)	3.45
Mode 4 (Bending X)	4.64
Mode 5 (Bending Y)	5.37

Tabella 1 Prime 5 frequenze della torre sperimentali

3.3.1.2 Modellazione FEM e model updating

La torre di San Frediano è stata discretizzata in 45935 blocchi e 673 elementi beam e truss con 60228 nodi. Gli elementi beam sono stati usati per modellare i tiranti in acciaio e gli elementi del tetto in legno, mentre gli elementi truss modellano le molle alla base, in accordo alla teoria di Winkler, e gli edifici adiacenti. In particolare sono stati considerati due modelli: nel primo (modello 1) non c'è la presenza della chiesa, nel secondo (modello 2) sono state modellate delle molle elastiche 12.5 m al di sopra della base per tener conto dei muri della chiesa adiacenti (molle rosse lungo X e magenta lungo Y). In entrambi i casi gli spostamenti alla base sono evitati e lo spostamento verticale è evitato dalla presenza di molle sotto la base della torre [Fig.5].

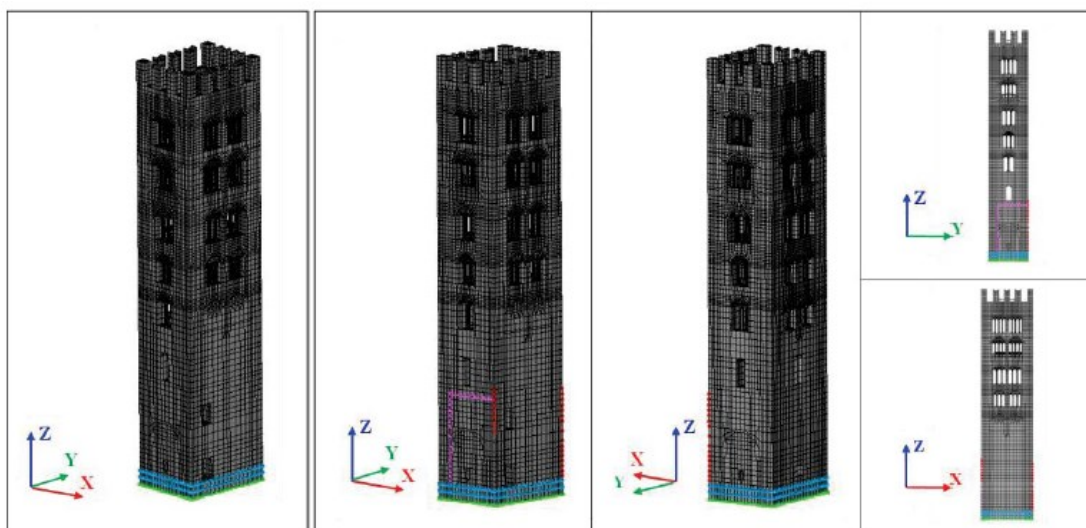


Figura 6 Discretizzazione agli elementi finiti della Torre Campanaria di San Frediano, modello 1(sinistra) e modello 2 (destra). nel modello 1 e 2 il terreno è modellato come molle verticali (verdi) e lo spostamento lungo X e Y sono impediti alla base (ciano). Nel modello 2 la presenza della chiesa adiacente è modellata con molle lungo X (rosse e) e Y (magenta).

La muratura è stata modellata come un materiale elastico lineare isotropico con le seguenti proprietà:

- Coefficiente di Poisson $\nu=0.2$;
- Densità $\rho=200 \text{ Kg/m}^3$;
- Modulo di Young E_m che varia tra $2 \div 10 \text{ GPa}$.

Le seguenti figure [Fig7-11] mostrano le prime cinque frequenze del Modello 1 come funzione di E_m , con la rigidezza del suolo k_w compresa tra 4800 e 128000 kN/m^3 , cioè sabbia sciolta e densa rispettivamente. Per un valore fissato di K_w , le frequenze sono funzioni crescenti del modulo di Young. La prima e la seconda frequenza rimangono al di sotto della corrispondente frequenza sperimentale, a causa della maggior rigidezza del sistema reale rispetto al sistema numerico. Per E_{fissato} , le frequenze aumentano all'aumentare della rigidezza del suolo.

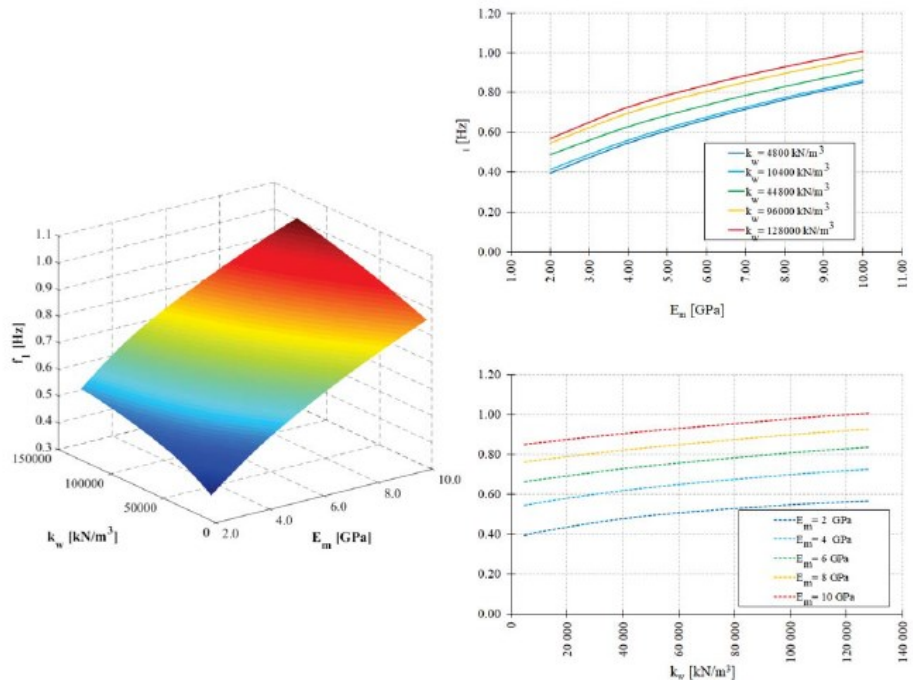


Figura 7 Modello 1, prima frequenza in funzione del Modulo di Young E_m e la rigidezza del suolo K_w

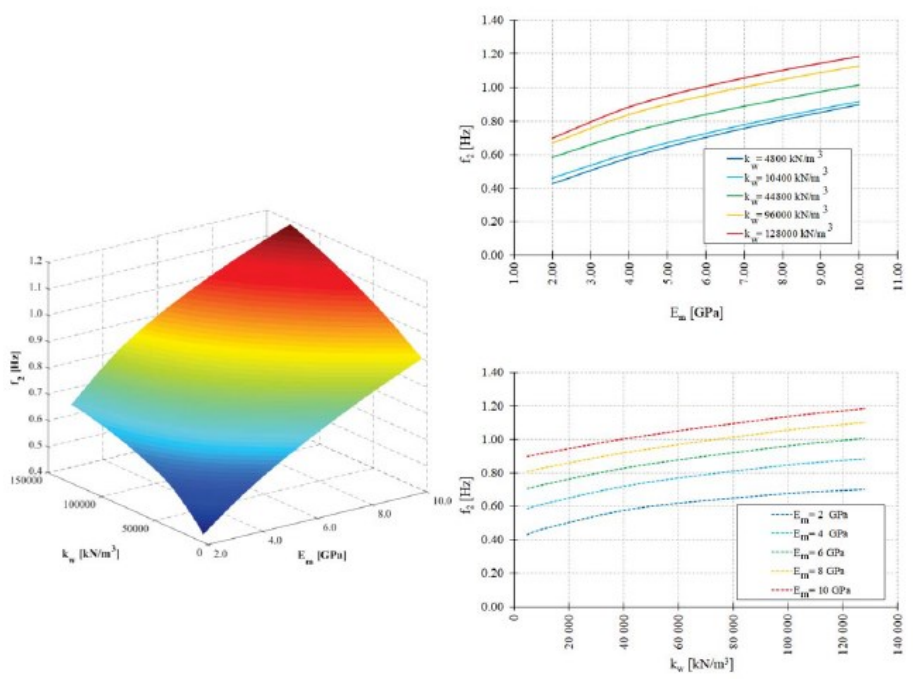


Figura 8 Modello 1, seconda frequenza in funzione del Modulo di Young E_m e la rigidezza del suolo K_w

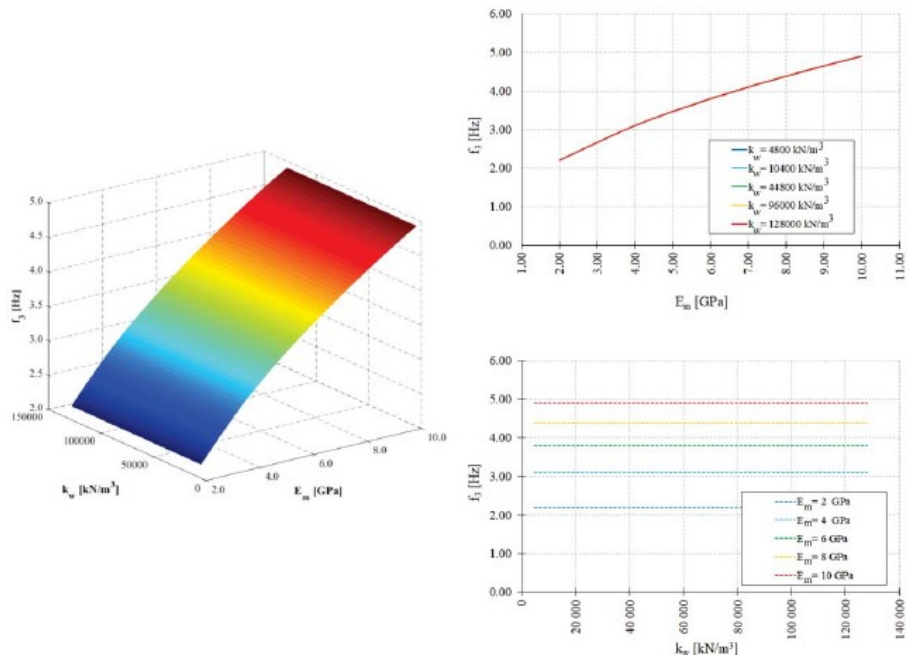


Figura 9 Modello 1, terza frequenza in funzione del Modulo di Young E_m e la rigidità del suolo k_w

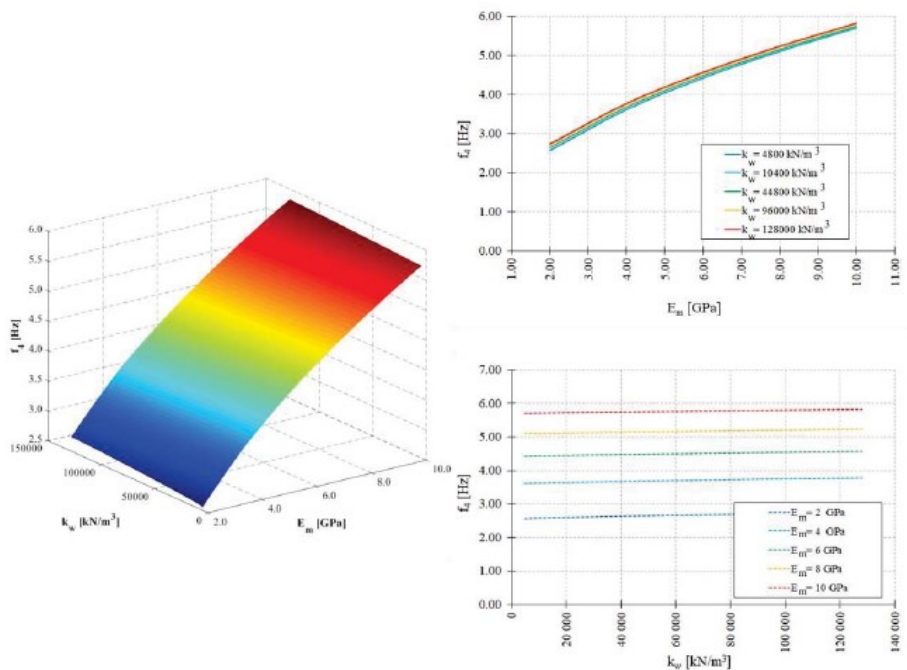


Figura 10 Modello 1, quarta frequenza in funzione del Modulo di Young E_m e la rigidità del suolo k_w

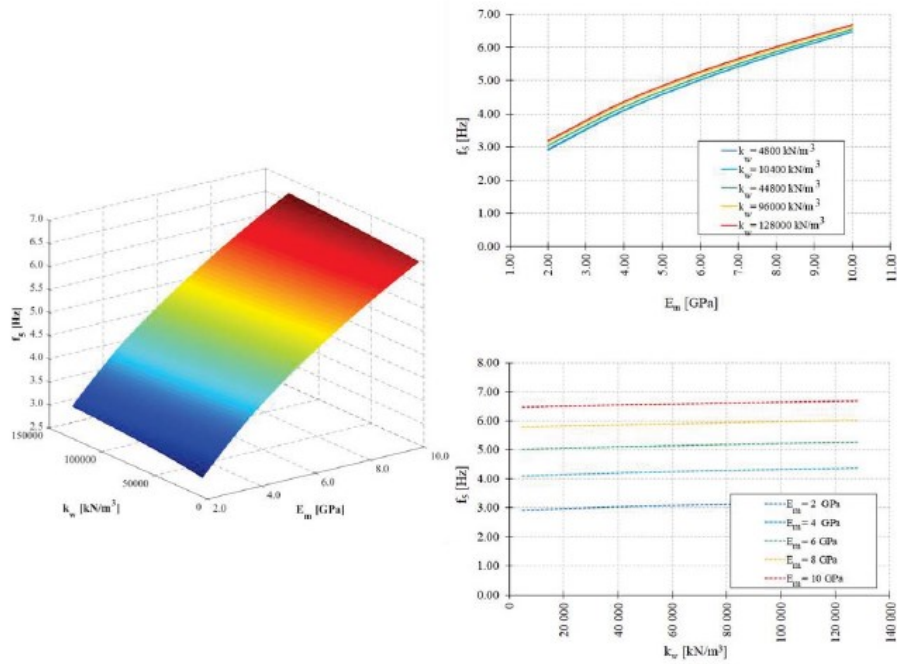


Figura 11 Modello 1, quinta frequenza in funzione del Modulo di Young E_m e la rigidezza del suolo k_w

Il model updating è stato condotto sul Modello 1 facendo variare il Modulo di Young [tra 1 e 10 GPa] e la rigidezza del suolo k_w [tra 4800 e 128000 kN/m^3]. La procedura ha fornito i seguenti risultati: $E_m^{\text{opt}} = 6.61$ GPa $k_w^{\text{opt}} = 1.28 \times 10^5$

	Exp. Freq [Hz]	Num. Freq. [Hz]	Relative Error [%]
Mode 1	1.11	0.87	21.62
Mode 2	1.39	1.04	25.18
Mode 3	3.45	3.99	-15.65
Mode 4	4.64	4.78	-3.02
Mode 5	5.37	5.51	-2.61

Tabella 2 Confronto tra frequenze numeriche e sperimentali nel Modello 1

L'errore mostrato nella tabella 2 evidenzia come il Modello 1 non è in grado di catturare la risposta dinamica del sistema reale. Il Modello 2 differisce dal Modello 1 tramite le molle applicate a 12.5 m al di sopra della base per tener conto dei muri adiacenti alla torre. La costante delle molle è stata impostata a $K_x = 7.75 \times 10^7$ per quelle lungo la direzione X (rosse) e $k_y = 1.51 \times 10^8$ N/m per quelle lungo Y (magenta). Queste costanti sono state determinate considerando la presenza della Chiesa adiacente, i muri della quale hanno rigidezza di circa 2.4×10^9 N/m nella direzione Y e 1.89×10^9 nella direzione X. Per i materiali costituenti la chiesa, è stato assunto un modulo di taglio di 1.25 GPa e un coefficiente di Poisson pari a 0.2. Le seguenti figure mostrano le prime cinque frequenze del Modello 2 come funzioni di E_m e della rigidezza del suolo K_w [Fig 12-17]]. Le linee tratteggiate rappresentano i valori sperimentali. Come nel Modello 1, per k_w fissata, le frequenze sono una funzione crescente del Modulo di Young e per E_m fissato le frequenze aumentano con la rigidezza del suolo. In questo caso, a differenza del Modello 1, le cinque frequenze della torre sono meno influenzate dalla

rigidezza del suolo. Infatti, la rigidezza flessionale della torre è principalmente influenzata dal vincolo dei muri adiacenti, mentre la deformabilità verticale del suolo sembra avere un contributo trascurabile alla deformabilità totale del sistema. I valori delle frequenze sperimentali intercettano la superficie delle frequenze numeriche, così indicando che il Modello 2 fornisce un'approssimazione soddisfacente del comportamento dinamico reale della torre.

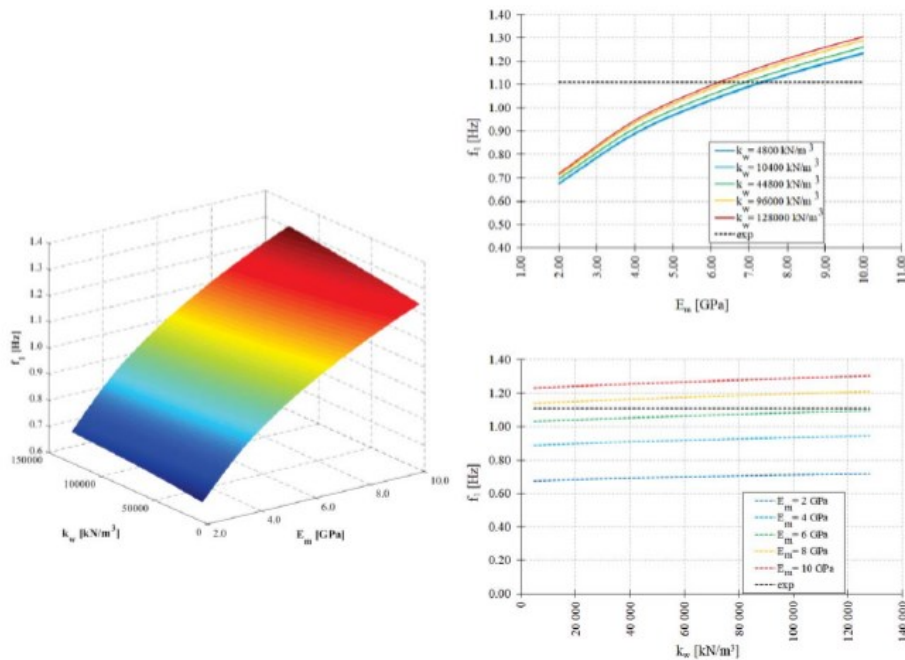


Figura 12 Modello 2, prima frequenza come funzione del modulo di Young E_m e la rigidezza del terreno k_w

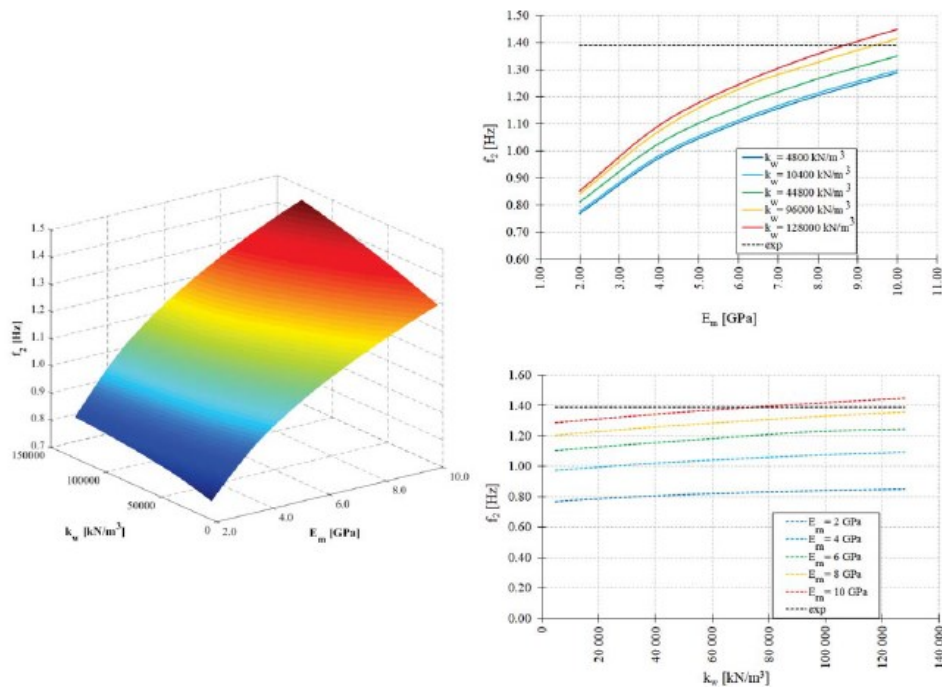


Figura 13 Modello 2, seconda frequenza come funzione del modulo di Young E_m e la rigidezza del terreno k_w

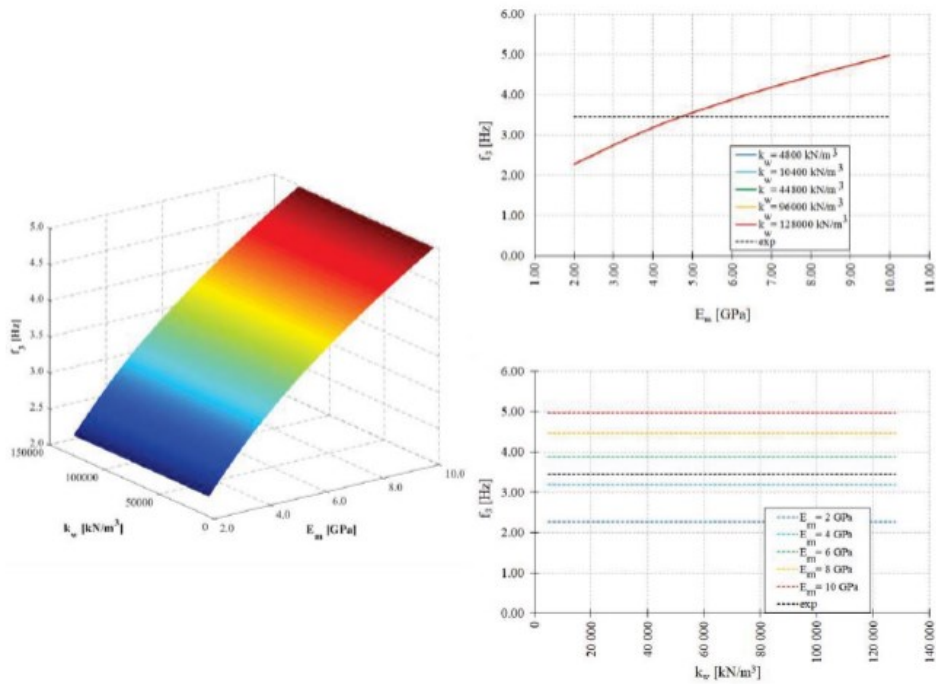


Figura 14 Modello 2, terza frequenza come funzione del modulo di Young E_m e la rigidità del terreno k_w

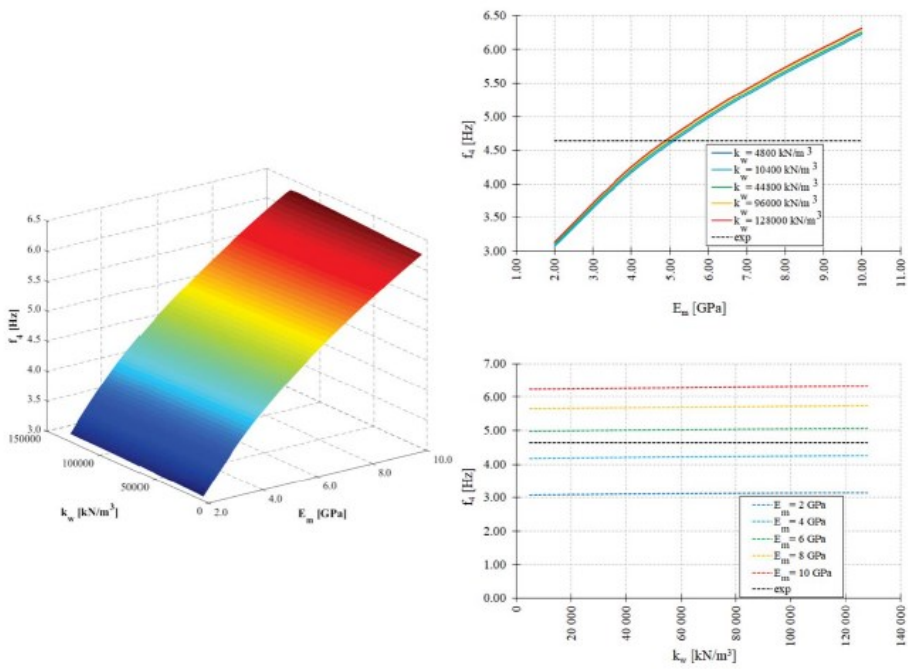


Figura 15 Modello 2, quarta frequenza come funzione del modulo di Young E_m e la rigidità del terreno k_w

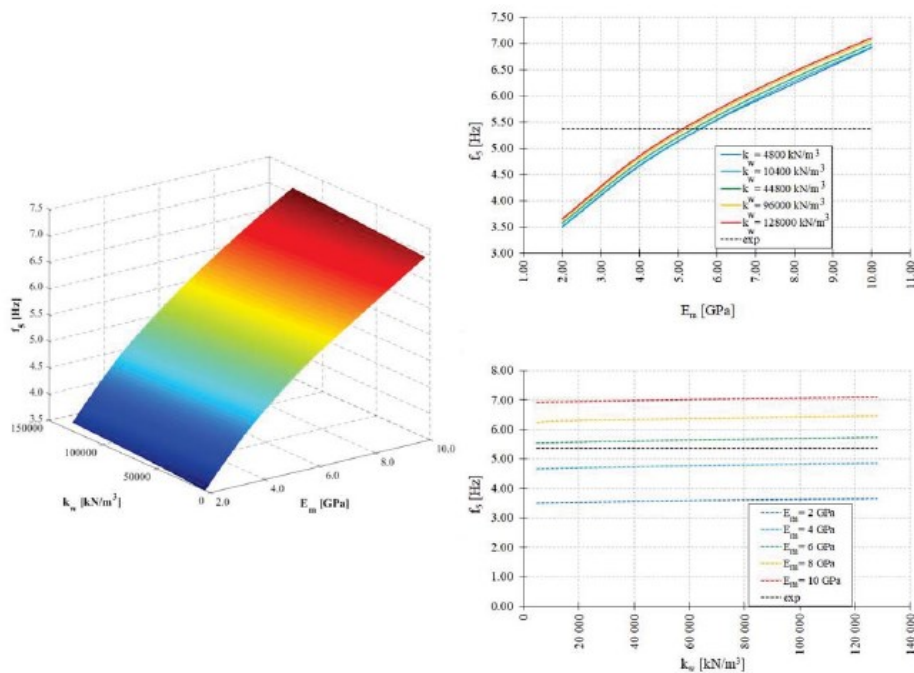


Figura 16 Modello 2, quinta frequenza come funzione del modulo di Young E_m e la rigidezza del terreno k_w

I risultati del model updating sul Modello 2 forniscono i seguenti valori di E_m e k_w (che sono fatti variare come nell'updating del Modello 1): $E_m^{opt} = 5.327$ GPa; $k_w^{opt} = 1.28 \times 10^5$ kN/m³. Ecco di seguito riportate nella tabella 3 le frequenze numeriche corrispondenti e i relativi errori rispetto ai risultati sperimentali.

	Exp. Freq [Hz]	Num. Freq. [Hz]	Relative Error [%]
Mode 1	1.11	0.98	11.71
Mode 2	1.39	1.29	7.19
Mode 3	3.45	3.65	-5.8
Mode 4	4.64	4.64	0.0
Mode 5	5.37	5.71	-6.33

Tabella 3 Confronto tra le frequenze numeriche e sperimentali nel Modello 2

Infine, se nel model updating si considerano non noti i parametri E_m , k_w e le costanti elastiche k_{x1} , k_{x2} e k_y delle molle laterali, con k_{x1} , k_{x2} e k_y [N/m] che variano tra 1×10^8 e 7×10^{21} , allora i valori ottimali sono: $E_m^{opt} = 4.53$ GPa, $k_w^{opt} = 0.69389$ kN/m³; $k_{x1}^{opt} = k_{x2}^{opt} = k_y^{opt} = 3.5 \times 10^{21}$ N/m. I risultati sono ottenuti in tabella 4.

	Exp. Freq [Hz]	Num. Freq. [Hz]	Relative Error [%]
Mode 1	1.11	1.13	-1.8
Mode 2	1.39	1.39	0.0
Mode 3	3.45	3.5	-1.45
Mode 4	4.64	4.97	-7.11
Mode 5	5.37	6.05	-12.66

Tabella 4 Risultati del model updating

Ipotizzando che la torre sia incastrata e che gli spostamenti orizzontali dei punti adiacenti alla chiesa (magenta e rossi) sono impediti, il model updating ha trovato un valore di $E_m = 4.2$ GPa. Le frequenze sono riportate nella seguente tabella 5.

	Exp. Freq [Hz]	Num. Freq. [Hz]	Relative Error [%]
Mode 1	1.11	1.18	-6.31
Mode 2	1.39	1.43	-2.88
Mode 3	3.45	3.37	-2.32
Mode 4	4.64	4.93	-6.25
Mode 5	5.37	6.00	-11.73

Tabella 5 Risultati del model updating con $E_m=4.2$ GPa

3.3.2 Chiesa di San Giorgio

Fonte: (Lourenço, Trujillo, Mendes, & Ramos, 2012)

L'isola di Cipro si trova nella parte orientale del Mar Mediterraneo. Nel corso dei tempi è stata sotto il comando di diverse dinastie, tra cui quella Bizantina, Veneziana, Genovese, Ottomana e Britannica. Allo stesso tempo è stata casa di comunità ebraiche, armena, e nestoriane. La città di Famagusta, a Nord Est di Cipro ha giocato un ruolo fondamentale tra il mondo cristiano e islamico. I tesori ereditati da questa città comprendono chiese cristiane e imponenti mura storiche.

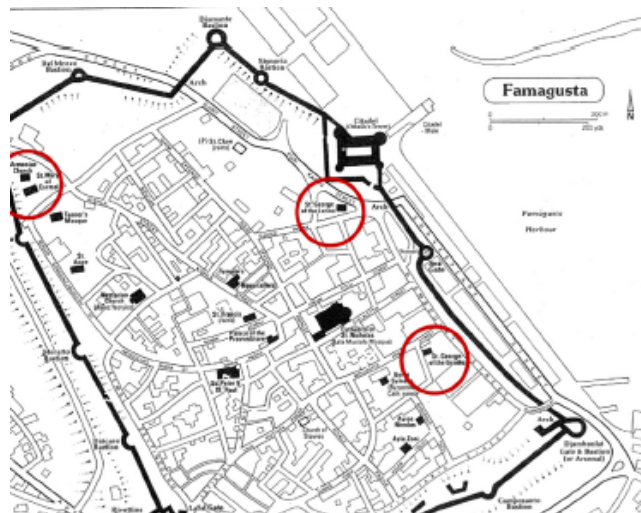


Figura 17 Localizzazione della Città di Famagusta

Sfortunatamente è una città minacciata da terremoti, dato che è localizzata lungo la cintura orogenetica dell'Himalaya, la seconda zona sismica più attiva della Terra, responsabile del 15% dell'attività sismica mondiale. Tra il 1896 e il 2004 più di 400 terremoti ebbero Cipro come epicentro, causando vittime e danni alle strutture. La massima PGA riscontrata sulla roccia è 0.15g, che nelle sabbie locali viene amplificata a 0.35g. Dal sedicesimo secolo in poi, l'invasione ottomana di Famagusta portò la città a un inevitabile declino. Quattro secoli e mezzo di abbandono combinate con l'esposizione a condizioni ambientali sfavorevoli e fenomeni naturali come i terremoti lasciarono la città quasi in rovina per quando arrivarono i Britannici nel 1878. I siti di rilevanza architettonica e i tesori della città furono completamente distrutti. Nonostante l'ambizioso piano britannico di restaurare Famagusta, solo pochi lavori furono portati avanti. Dopo la Seconda Guerra Mondiale per Famagusta iniziò una nuova era. Ci fu una rinascita in termini intellettuali e economici. Nel 1974 la città fu nuovamente conquistata dalle truppe turche che entrarono nella parte settentrionale dell'isola. L'arenaria, che è il materiale da costruzione di cui è fatta la gran parte dei monumenti storici a Famagusta, è molto deteriorato e il collasso degli archi delle cupole e delle volte a costoloni sarà inevitabile se non verranno presi provvedimenti. La ricerca riguarda la sicurezza sismica delle rovine della chiesa latina di San Giorgio situata a Famagusta. Prima di tutto sono state fatte analisi limite dei

meccanismi di collasso per una prima valutazione della sicurezza, poi è stato preparato un modello numerico usando gli elementi finiti per poi procedere all'update del modello utilizzando i risultati della caratterizzazione dinamica. I risultati della pushover sono stati poi comparati con i risultati dell'analisi limite. La Chiesa di San Giorgio dei latini è in uno stato di rovina, preserva ancora la sua metà a nord, la sezione inferiore dell'abside e una parte a sud, abbastanza evidente da dimostrare che questo edificio è un grande esempio di architettura gotica con una muratura eccellente, proporzioni compatte e decori intagliati nella pietra. La chiesa è datata alla fine del tredicesimo secolo, ed è un edificio con una sola navata con quattro volte a crociera supportate da un raggruppamento di colonne sottili posizionate nei muri a nord e sud. La chiesa presenta dei gargoyles che illustrano figure umane e dragoni alati. Un piccolo catino adornato con frontoni è formato nell'abside e probabilmente conteneva una scultura. Le condizioni attuali della chiesa sembrano non differire significativamente da quelle del 1940. Un grave deterioramento delle pietre si riporta nei disegni del 1982 e molte pietre sono state sostituite nel 1940. La condizione presente è caratterizzata da: mancanza di pulizia e uso improprio della sacrestia, grave danneggiamento delle pietre, perdita di elementi di pietra che devono essere consolidati o rimossi, architrave della porta principale in cemento armato altamente corroso, inefficienti contrafforti dovuti alle condizioni della pietra, fessurazione o rottura della torre, possibilmente dovuta a terremoti precedenti e problemi in fondazione [Fig. 18].



Figura 18 Fotografie storiche: situazione del 1939-1941 vs. situazione corrente

3.3.2.1 Identificazione dinamica

Oltre all'esame visivo, sono state eseguite anche prove di caratterizzazione dinamica, con lo scopo di trovare un minimo di dodici modi. La procedura di identificazione modale o dinamica, combina tecniche di rilevamento delle vibrazioni e metodi analitici per determinare i parametri modali delle strutture (frequenze, modi di vibrare, coefficienti di smorzamento). In questo caso la chiesa è stata sollecitata con vibrazioni ambientali. Una volta che le proprietà dinamiche della struttura sono note, è stato creato un modello numerico (modello a elementi finiti). Le proprietà del modello numerico sono state poi regolate tramite il "finite element model updating", cambiando la massa, la rigidità e lo smorzamento del modello numerico. Tre accelerometri [Fig. 19-20], in grado di misurare 0.07 mg, sono stati usati per misurare le accelerazioni. I sensori sono stati connessi a dei portatili da un sistema di acquisizione dati con una risoluzione di 24 bit tramite connessione via USB. Sono state eseguite registrazioni della durata di 10 minuti in tre punti della facciata a nord (A1-A2-A3), vicino alla sommità dei contrafforti.

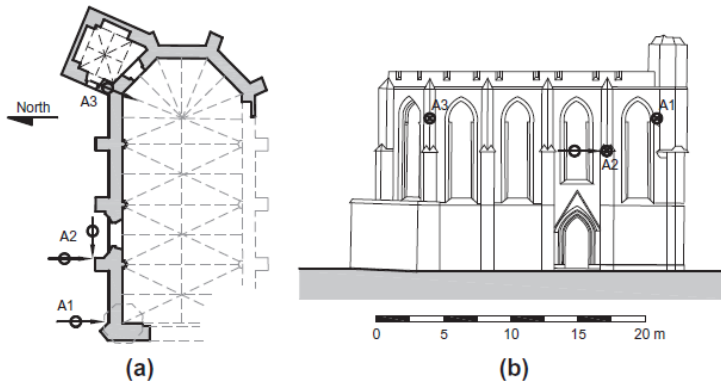


Figura 19 Pianta delle posizioni degli accelerometri nella Chiesa di St. George dei Latini: pianta a sinistra e prospetto Nord a destra

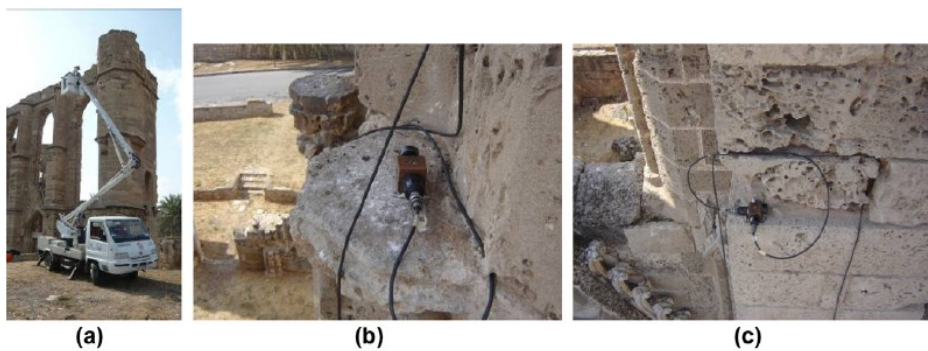


Figura 20 Foto del camion usato per posizionare gli accelerometri (a), accelerometro in posizione A1 (b), accelerometro in posizione A2 (c)

La [Fig. 21] mostra il diagramma di stabilizzazione dove possono essere osservate 17 colonne corrispondenti a 17 frequenze naturali della struttura sotto 20 Hz. L'alto numero di modi stimati non necessariamente caratterizza il comportamento dinamico dell'edificio ed è molto difficile da calibrare un modello numerico basato su così tanti modi. Così sono stati considerati solo i primi sei modi di vibrare nella calibrazione.

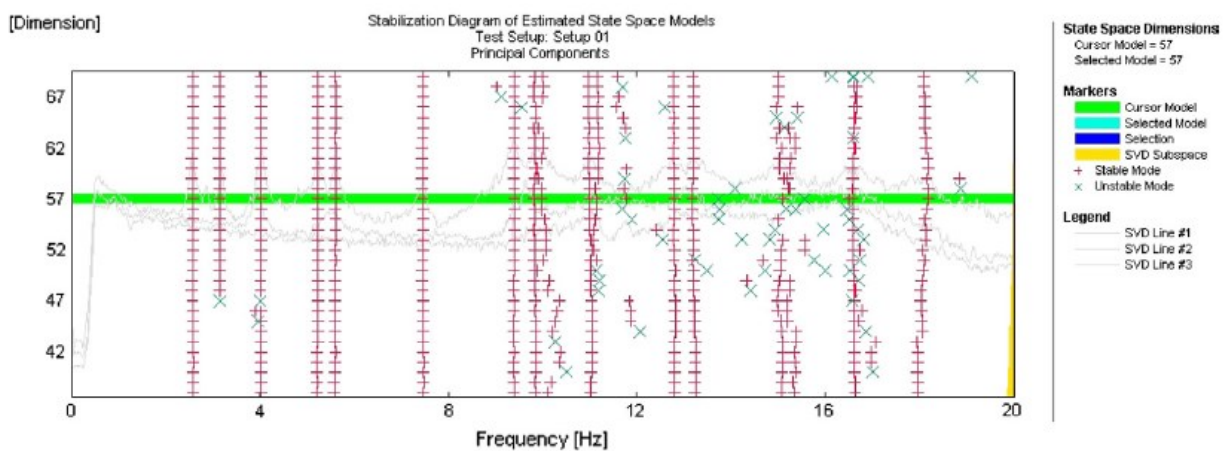


Figura 21 Diagramma di stabilizzazione

Le prime sei frequenze e i coefficienti di smorzamento sono riportati nella seguente tabella 6:

MODES	FREQUENCY VALUES (HZ)	FREQUENCY STANDARD DEVIATION (HZ)	DAMPING VALUES (%)	DAMPING STANDARD DEVIATION (%)	DESCRIPTION
1	2,57	<0,01	1,04	0,38	1-st out of plane bending
2	3,14	0,01	1,05	1,02	2-nd out of plane bending
3	3,94	0,06	0,55	0,57	3-rd out of plane bending
4	4,06	0,02	0,58	0,14	4-th out of plane bending
5	5,26	0,02	0,85	0,16	5-th out of plane bending
6	5,61	0,02	0,77	0,21	6-th out of plane bending

Tabella 6 Risultati dell'identificazione dinamica della Chiesa di St. George dei Latini

Le frequenze vanno da 2.6 a 6 Hz. I valori della deviazione standard delle frequenze sono molto bassi, ciò significa che la stima è accurata. Per quanto riguarda i coefficienti di smorzamento, sono state osservate variazioni più ampie rispetto ai valori stimati. Lo smorzamento medio è 0.81%. questo basso valore è spesso trovato quando le vibrazioni ambientali sono usate per eccitare le strutture. Dato che sono stati misurati solo tre punti, le configurazioni sono principalmente fuori dal piano.

3.3.2.2 Modellazione FEM e model updating

Il metodo degli elementi finiti è stato applicato per studiare la chiesa di San Giorgio dei Latini in dettaglio, in modo di valutare più in maniera specifica i risultati dell'analisi limite e capire meglio il comportamento della struttura al collasso. Prima di ogni analisi, è stato preparato un modello agli elementi finiti prendendo in considerazione le frequenze misurate e i modi di vibrare. Il modello numerico è stato preparato con il software DIANA, prendendo le informazioni raccolte dai documenti storici e i rilievi geometrici. Sono stati creati elementi shell, includendo la deformazione a taglio e assumendo la componente di stress normale perpendicolare alla superficie pari a zero. La mesh [Fig. 22] è stata preparata usando elementi quadratici quadrati e triangolari. Sono state aggiunte masse concentrate al modello per rappresentare masse addizionali. In totale sono stati ottenuti 3500 nodi, 1100 elementi e 18000 gradi di libertà. La struttura è complessa e sono stati considerati inizialmente vari modelli agli elementi finiti. Le differenze considerate nei modelli sono state:

- Inclusione della parte rimanente della volta nell'abside o la sua sostituzione mediante masse addizionali;
- Inclusione della torre o la sua sostituzione mediante masse addizionali;
- Inclusione delle aree danneggiate e fessure esistenti;
- Presenza di una connessione debole tra le facciate di nord e ovest.

Dopo di che è stato fatto un paragone tra i risultati sperimentali ottenuti dai test dinamici e i dati numerici stimati in ogni modello. Inoltre il modello di seguito riportato è stato scelto per fare l'updating.

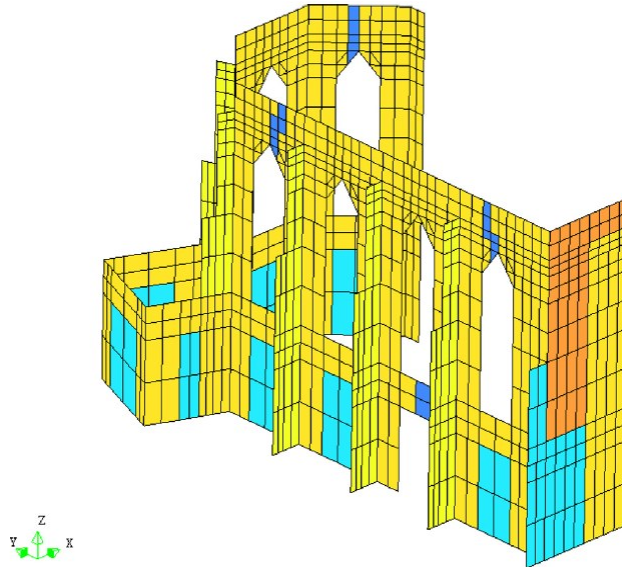


Figura 22 Modello numerico adottato per ulteriori calibrazioni basato sull'identificazione dinamica

Al fine di semplificare il modello, sono state considerate solo le masse delle volte e delle torri. La massa di questi elementi è nota ed è stata calibrata nell'aggiornamento del modello, nel quale si tiene conto della rigidità e la distribuzione delle masse. Il danneggiamento è simulato diminuendo lo spessore dei muri. Come alternativa, la riduzione del modulo di Young è stata messa da parte, dato che l'obiettivo principale è quello di simulare il comportamento non lineare della struttura. Si è notato anche che il secondo e il quinto modo numerico nei differenti modelli considerati non erano simili a nessuno delle prime sei forme dei modi di vibrare ottenute nei risultati sperimentali. Questo è spiegato dal fatto che in questi due modi si hanno grandi spostamenti nell'abside, che non era incluso nei test di identificazione dinamica. Dopo di che la seconda e la quinta forma dei modi di vibrare numerici sono state trascurate nell'elaborazione dei dati misurati. Noti anche i piccoli valori dei fattori di massa partecipante del secondo e del quinto modo di vibrare, che è meno del 10% in entrambe le direzioni per il secondo modo e meno del 13% in entrambe le direzioni per il quinto modo. Il comportamento dinamico di una struttura è fortemente affetto dalle alterazioni della geometria, variazioni delle condizioni di vincolo, variazioni di massa e degrado delle proprietà dei materiali. Il modello è stato calibrato usando un modello di ottimizzazione per minimizzare le differenze tra i modi di vibrare numerici e sperimentali. È noto che risultati migliori non si ottengono necessariamente aumentando il numero di parametri da aggiornare, e i parametri selezionati da essere aggiornati sono il modulo elastico della muratura e lo spessore che rappresenta la riduzione della rigidità nelle aree danneggiate della struttura reale. Il valore iniziale per ogni variabile, come i vincoli inferiori e superiori, si dovrebbero basare su dati sperimentali e storici e su una valutazione ingegneristica. Dopo l'ottimizzazione i valori finali di tutti i parametri elastici sono dati nella tabella 7:

Parameter	Unit	Value
Thickness of north facade	(m)	1.02
Thickness of damage	(m)	0.418
Thickness of apse and sacristy	(m)	1.02
Thickness of damage (apse)	(m)	0.1
Thickness of west facade	(m)	1.29
Thickness of damage (W-facade)	(m)	0.34

Thickness of buttresses	(m)	0.95
Thickness of top wall (north and apse)	(m)	1.02
Thickness of top wall (west)	(m)	1.29
Thickness of blind arches walls	(m)	0.6
Thickness of blind arch wall (west)	(m)	102
Unit weight of masonry	(kN/m ³)	16
Elastic modulus	(MPa)	3017
Poisson's ratio	(-)	0.2
Additional mass of the tower	(kg)	52632
Additional mass of the vault	(kg)	32752

Tabella 7 Materiali e proprietà fisiche dopo la calibrazione

Le forme deformate per i primi quattro modi selezionati sono riportate nella [Fig.23]:

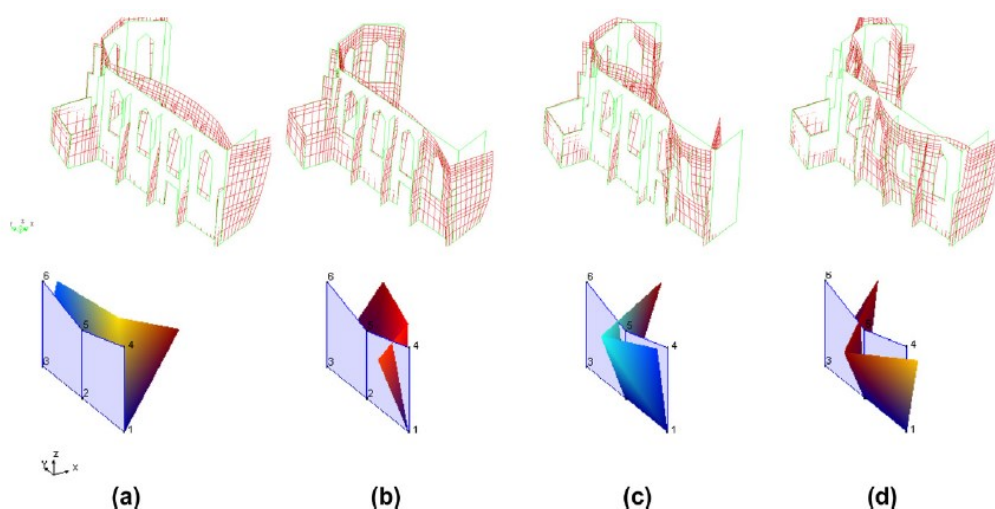


Figura 23 paragone qualitativo tra il modello e i modi di vibrare dopo la calibrazione: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo, (d) quarto modo

I risultati in termini di frequenze e forme modali sono riportati nella tabella 8, insieme al loro paragone con i dati sperimentali in termine di frequenza media e valori di Model Assurance Criterion (MAC). Le medie ottenute degli errori in frequenza sono molto basse (sotto al 5%). I valori di MAC hanno una distribuzione differente: per il primo modo la MAC è molto buona perché è più alta del 90%, per il sesto modo la MAC è accettabile in quanto vicina all'80%. I valori MAC per il terzo e il quarto modo sono bassi, ma possono essere considerati accettabili in un contesto di grave danneggiamento e discontinuità strutturale.

Mode shape	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Error (%)	MAC (%)	Mass part in X (%)	Mass part in Y (%)
1st	257	2.43	-5.45	94.2	32.49	0.01
3rd	3.14	3.19	1.59	49.8	5.47	12.34
4th	3.95	3.95	0	40.8	1.21	7.83
6th	5.26	5.29	0.57	76.5	2.96	3.41

Tabella 8 Paragone tra le frequenze numeriche e sperimentali e i modi di vibrare dopo la calibrazione

3.3.3 Il mastio di Matilde

Fonte: (Maria Girardi; Cristina Padovani; Daniele Pellegrini; Leonardo Robol)

Il mastio di Matilde è una torre appartenente a Fortezza Vecchia, vicino l'antico Porto dei Medici, a Livorno, in Italia [Fig.24]



Figura 24 Localizzazione del Mastio di Matilde e viste 1-2-3

La torre cilindrica è alta 26 m e la sua sezione ha un raggio medio esterno di 6 m. I muri hanno spessore costante di 2.5 m lungo l'altezza. Sebbene non siano disponibili informazioni sulle proprietà meccaniche dei suoi materiali costituenti, da una ispezione visiva la torre sembra essere fatta da una muratura con mattoni

di pietre miste, con una disposizione interna di mattoni in argilla e giunti di malta, e una disposizione esterna più irregolare di blocchi di pietra e mattoni. L'interno della torre ospita quattro stanze voltate.

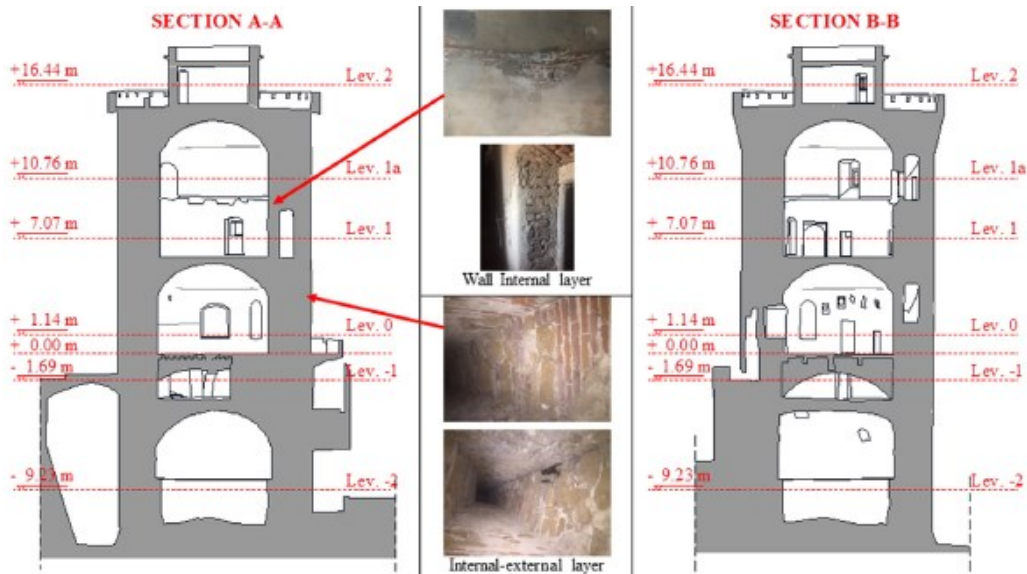


Figura 25 Sezioni della torre

Alla sua base c'è una larga cisterna, alta 6 m, per raccogliere l'acqua piovana. Nel muro della torre c'è una scala a chiocciola, che parte dalla "stanza del capitano" al livello 0 e permette di raggiungere il piano superiore e il tetto della torre. La struttura è connessa ai muri esterni della Vecchia Fortezza per un'altezza di 9 m a partire dal livello delle gallerie più basse [Fig.25].

3.3.3.1 Identificazione dinamica

A ottobre 2017 sono state eseguite delle prove di vibrazioni ambientali sulla torre. Le vibrazioni ambientali sono state monitorate per alcune ore con la stazione sismometrica SARA SS20. Durante i cinque test (da T1 a T5), ognuno della durata di circa tre minuti, due sensori sono stati mantenuti in una posizione fissa (uno al livello -2 alla base, un altro al livello 2 sulla terrazza della torre), mentre i rimanenti sensori sono stati spostati in differenti posizioni lungo l'altezza della torre e nell'area circostante per ottenere informazioni sui modi di vibrare e il grado di connessione tra le strutture della Vecchia Fortezza e la torre. Tutti i dati registrati sono stati divisi in brevi sequenze, ognuna di 1000 s (un intervallo temporale più grande del periodo fondamentale di vibrazione della struttura stimato preliminarmente con l'analisi modale agli elementi finiti), e sono stati elaborati con due tecniche di analisi modale (OMA) che hanno trovato i parametri modali della struttura. In tutto sono stati identificati sei modi di vibrare nell'intervallo delle frequenze di 2-13 Hz. La tabella 9 riassume i risultati in termini di frequenze naturali, rapporto di smorzamento e valori MAC, calcolati tra i corrispondenti modi di vibrare stimati con le due tecniche OMA.

	$F_{SSI-cov}$ [Hz]	$\xi_{SSI-cov}$ [%]	f_{EFDD} [Hz]	ξ_{EFDD} [Hz]	$MAC_{SSI-COV,EFDD}$
Mode 1	2.68	3.47	2.69	2.97	0.99
Mode 2	3.37	3.90	3.35	4.11	0.99
Mode 3	6.21	1.44	-	-	-
Mode 4	8.1	4.63	8.15	1.14	0.97
Mode 5	10.04	5.69	10.06	-	0.97
Mode 6	11.95	1.15	12.24	-	0.97

Tabella 9

I valori nella tabella 9 corrispondono ai valori medi dei parametri stimati durante ogni test. I primi due modi di vibrare sono flessionali nella direzione est-ovest e nord-sud, rispettivamente, mentre il terzo modo corrisponde al modo torsionale e alla deflessione dei due muri laterali connessi con la sua porzione sud-ovest. Gli altri modi di vibrare sperimentali sono più incerti: il quarto è torsionale con flessione lungo la direzione nord.est/sud, mentre il quinto e il sesto sono modi flessionali di ordine superiore.

3.3.3.2 Modellazione FEM e model updating

La mesh della torre [Fig. 26], mostrata di seguito, presenta 52560 elementi isoparametrici a otto nodi e 64380 nodi, per un totale di 193140 gradi di libertà.

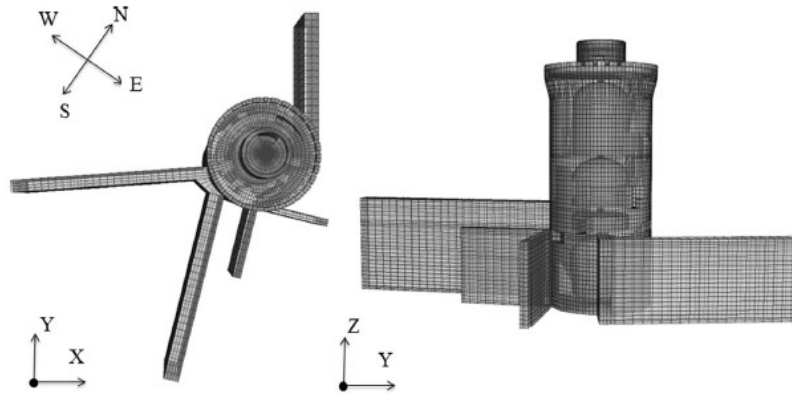


Figura 26 Modello del Maschio di Matilde

Il modello include una porzione dei muri circostanti. La base della torre e dei muri laterali sono incastrati e la parte terminale dei muri non può muoversi lungo X e Y. La procedura numerica è stata usata per stimare i valori del modulo di Young della parte interna ed esterna ($E_{t,i}=E_{t,e}=E_t$) dei muri della torre, e i moduli della muratura ($E_{m,i}$) che costituisce i muri della fortezza, con $x=[E_t, E_{m1}, E_{m2}, E_{m3}]$ [Fig 27]. I moduli possono variare entro questi intervalli:

$$1 \text{ GPa} \leq E_t \leq 5 \text{ GPa}$$

$$1 \text{ GPa} \leq E_{m1}, E_{m2}, E_{m3} \leq 6 \text{ GPa}$$

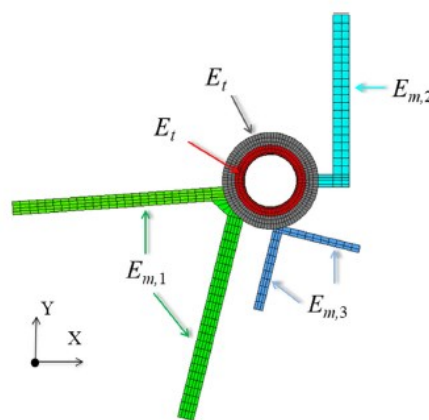


Figura 27 Materiali modellati

Il modulo di Poisson è fissato a 0.2, la densità di massa della torre è 1800 Kg/m^3 . Le frequenze sperimentali stimate sono:

$$f = [2.68, 3.37, 6.21, 8.10, 10.04, 11.95] \text{ Hz}$$

I parametri ottimizzati sono di seguito riportati nella tabella 10:

	x_j	ξ_i	η_j	ξ_j^{-1}	η^{-1}
Et [GPa]	2.152	1.627	1.577	0.615	0.642
Em,1 [GPa]	5.808	9.577×10^{-1}	9.017×10^{-1}	1.044	1.109
Em,2 [GPa]	5.532	6.409×10^{-2}	1.139×10^{-2}	15.603	71.942
Em,3 [GPa]	2.095	6.845×10^{-2}	4.445×10^{-2}	14.609	22.471

Tabella 10

I valori di ξ e η garantiscono l'affidabilità di E_t e $E_{m,1}$ mentre i materiali costituenti gli altri muri sono di proprietà incerte. I valori ottenuti sono considerati accettabili dato che l'incertezza più grande risiede su una parte della struttura, il muro laterale a destra, le cui caratteristiche geometriche (spessore, altezza, composizione), il grado di connessione con la torre e le proprietà dinamiche non sono note. Tuttavia, i parametri ottimali ottenuti possono descrivere il comportamento dinamico della torre. Il tempo totale di computazione per il model updating è stato di 8468.9 s e il numero di stime 131.

La tabella 11 riassume le frequenze numeriche della torre corrispondente ai parametri ottimali e i loro errori relativi $|\Delta f|$ rispetto ai valori sperimentali: $|\Delta f|$ varia tra 2 e 3%, eccetto per la terza e la quarta frequenza.

	f_i [Hz]	f_i [Hz]	$ \Delta f $ [%]
Mode 1	2.68	2.76	2.99
Mode 2	3.37	3.33	1.19
Mode 3	6.21	6.51	4.83
Mode 4	8.1	7.9	2.47
Mode 5	10.04	9.81	2.29
Mode 6	11.95	11.1	7.11

Tabella 11

3.3.4 Chiesa di San Torcato

Fonte: (Sanchez-Aparicio, Riveiro, González-Aguilera, & Ramos, 2014)

Il caso studio riguarda la chiesa di San Torcato in Portogallo [Fig.28], un edificio storico costruito in pietra, che mostra danni prevalentemente sulla facciata principale e necessita di essere rinforzata. La basilica fu costruita col granito della zona in uno stile ibrido che include elementi di ispirazione gotica, romana e rinascimentale, sulla base di un progetto del 1868 dell'architetto rutto Ludwig Bohnstedt, poi rielaborato nel 1894 dall'architetto José Marques da Silva. La costruzione, cominciata nell'Ottocento, ha attraversato tutto il XX secolo fino alla consacrazione del santuario, avvenuta il 25 ottobre 2015, e l'elevazione al rango di basilica minore a opera di Papa Francesco nel settembre 2019. La facciata è costituita da due torri e da un corpo centrale. In pianta il tempio ha la tipica forma a croce latina.



Figura 28 Chiesa di San Torcato

Partendo dall'arco in pietra all'entrata, la fessura si estende oltre il rosone, identificando due macroblocchi [Fig 29]. Questa fessura incrementa la larghezza lungo il suo sviluppo fino al tetto. Il movimento in direzioni opposte delle due torri della facciata dovuto al cedimento subito dall'edificio è visibile, proprio come in alcuni tipi di rottura causati dalla concentrazione di sforzo di compressione risultante dai carichi eccentrici originati sulle torri.

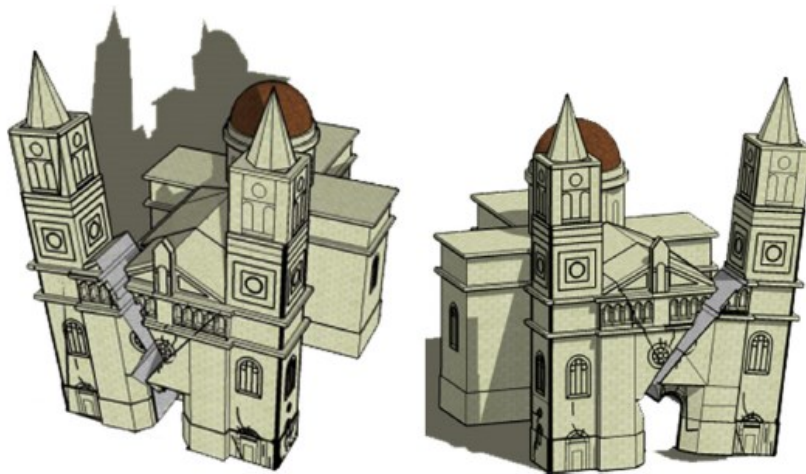


Figura 29 Rappresentazione del possibile meccanismo di collasso della Chiesa di San Torcato. Si osserva la formazione di due macroblocchi

È sulla facciata principale che l'edificio mostra la maggior parte dei danneggiamenti [Fig.30], espliciti in fessure e cedimenti di archi e volte. Altri danni strutturali sono stati identificati nella chiave di volta nella cupola all'entrata sotto al coro.

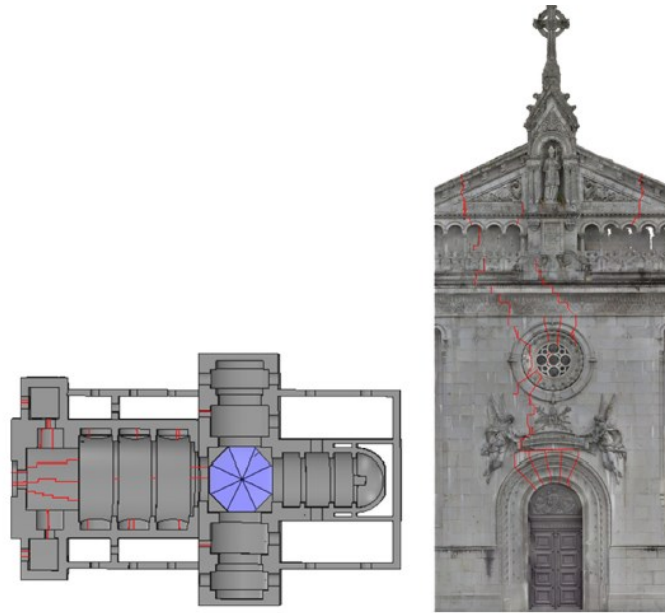


Figura 30 Risultati del rilievo fessurico: pianta del piano terra (sinistra).
 Ortofoto della facciata principale con l'ispezione dei danni (destra)

3.3.4.1 Identificazione dinamica

La Chiesa è stata dal punto di vista dinamico installando accelerometri su 35 punti di misura [Fig.31] lungo tutta la struttura, disposti come in figura.

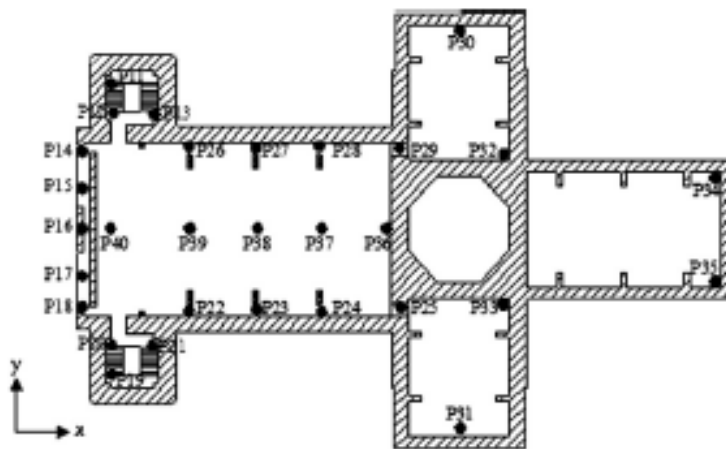


Figura 31 Schema della posizione degli accelerometri

I risultati ottenuti dall'identificazione dinamica globale sono rappresentati nella [Fig.32]:

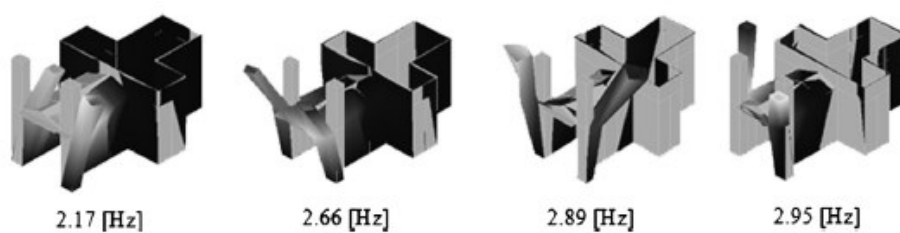


Figura 32 Forme modali ottenute dall'operazione di analisi modale

3.3.4.2 Modellazione FEM e model updating

Prima di tutto è stato necessario prima generare un modello CAD come base per valutare il comportamento della costruzione. Il modello CAD viene dalla combinazione dei dati ottenuti dal rilievo tramite laser scanner e structure from motion. Questa metodologia ha richiesto un'elaborazione dei dati in tre fasi:

- Riportare i dati allo stesso sistema di riferimento con algoritmi di registrazione
- Ricampionamento della nuvola di punti
- Semplificazione della nuvola di punti (rimuovendo dettagli architettonici senza alcuna rilevanza) e parametrizzazione per la conversione al modello CAD.

Una documentazione completa degli edifici storici richiede l'uso di più nuvole di punti. È importante riportare tutte queste nuvole di punti grezze allo stesso sistema di coordinate per semplificarle e farle elaborare contemporaneamente. La nuvola di punti risultante viene meshata e si definisce il modello CAD. Il modello CAD della chiesa di San Torcato ha una elevata complessità geometrica. C'è una buona caratterizzazione della facciata principale e delle torri, includendo dettagli architettonici sul balcone e lungo le torri. Dato che la facciata presenta patologie strutturali, ci si aspetta che la risposta dinamica della struttura sarà influenzata in parte dalle fessurazioni. La correlazione tra il modello CAD e la nuvola di punti permette di incorporare queste caratteristiche nel modello CAD direttamente, richiedendo solo la mesh dell'area indagata. Inoltre questo modello presenta differenti spessori dei muri, aumentando la sua realistica [Fig.33].

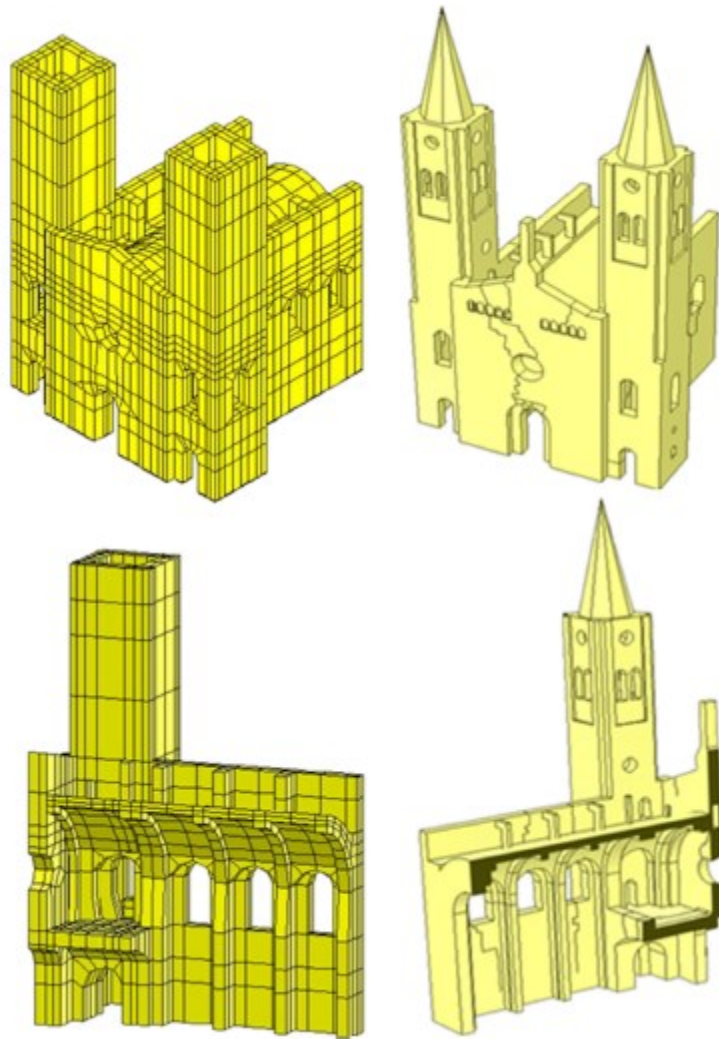


Figura 33 Modello iniziale (sinistra) e modello generato con la metodologia proposta (destra)

Nella definizione del modello FEM per i carichi sono stati considerati:

- la forza di gravità;
- il peso proprio del traliccio;
- peso proprio del tetto.

Inoltre è importante simulare il comportamento elastico del terreno (Winkler) su cui poggia la struttura del transetto. Questo comportamento è stato simulato con elementi CONTACT173/TARGET170. La discretizzazione del modello è stata fatta considerando un elemento tetraedrico isoparametrico a 4 nodi, con una dimensione massima di 0.6m. Tutto questo ha prodotto 218244 elementi discretizzati nel modello numerico (212537 solidi, 5707 CONTACT173, 170 target) [Fig.34].

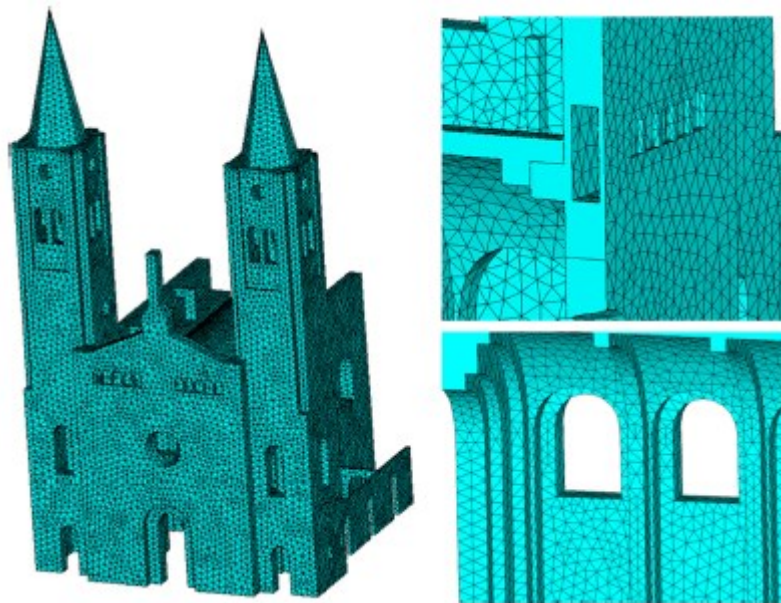


Figura 34 Vista della mesh. Dettaglio del balcone e della cappella

Lo step successivo richiesto per ottenere un modello a elementi finiti è calibrare i parametri elastici e così adattare il comportamento del modello numerico a quello reale. Per calibrare correttamente il modello numerico, le ipotesi iniziali considerate sono: le proprietà elastiche della muratura, le fessure più grandi sulla facciata principale sulla navata principale, il comportamento elastico del solido e la simulazione della connessione tra la navata e il transetto. Nella fase di calibrazione manuale, sono stati richiesti molti test, valutando separatamente ognuna delle variabili elastiche e non considerando quelle che non portano un miglioramento al modello numerico. Sono stati scelti otto parametri: Modulo di Young della muratura (E_{masonry}) e la sua densità (δ_{masonry}), la rigidezza normale (K_{Nfacade}) e a taglio (K_{Tfacade}) della facciata principale, la rigidezza della navata allo sforzo normale ($K_{\text{Nfirstcap}}$), la rigidezza allo sforzo normale del solido (K_{Nsoil}), anche la simulazione della connessione tra la navata principale e il transetto attraverso una rigidezza a sforzo normale ($K_{\text{Ntranscept}}$) e a taglio ($K_{\text{Ttranscept}}$). Nell'ultimo step, è richiesta la calibrazione accurata dei parametri discretizzati precedentemente, che fornisce i seguenti risultati riassunti nella tabella 12:

	Initial values	Lower bound	Upper bound	Updated value
E_{masonry} (GPa)	10	5	15	9.19
δ_{masonry} (Kg/m ³)	2500	2400	2700	2600
K_{Nfacade} (GPa/m)	0.0001	0,00005	0.01	0.004
K_{Tfacade} (GPa/m)	0.1	0.05	1	0.053
$K_{\text{Nfirstcap}}$ (GPa/m)	1	0.05	5	0.4
K_{Nsoil} (GPa/m)	0.585	0.0585	5.85	0.627
$K_{\text{Ntransept}}$ (GPa/m)	0.1	0.005	1	0.29
$K_{\text{Ttransept}}$ (GPa/m)	0.0001	0.00001	0.01	0.00002

Tabella 12 Risultati della calibrazione

Le proprietà elastiche ormai calibrate della muratura mostrano un materiale danneggiato globalmente. L'elevata elasticità ottenuta nella simulazione del transetto ha confermato che l'edificio soffre di fessurazione e cedimenti. Comunque, l'aumento in rigidità delle proprietà elastiche, a paragone con quelle calcolate inizialmente, denota la compattazione del terreno. Come mostrato di seguito nella [Fig.35]:

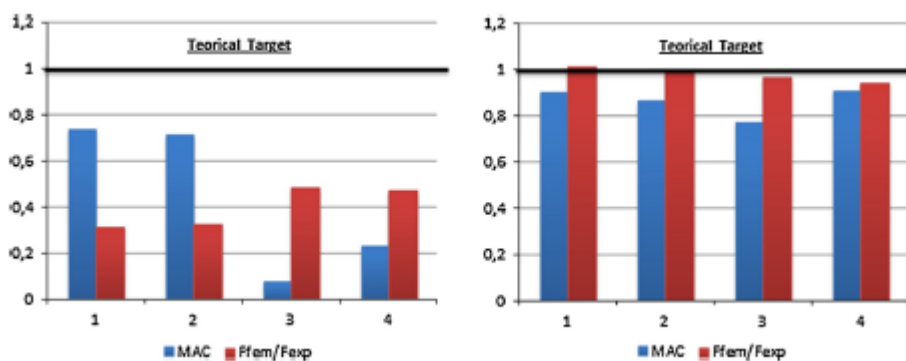


Figura 35 Paragone tra i valori rappresentativi della risposta dinamica (frequenze e MAC); Valori del modello iniziale (sinistra). Valori ottenuti con la metodologia proposta (destra)

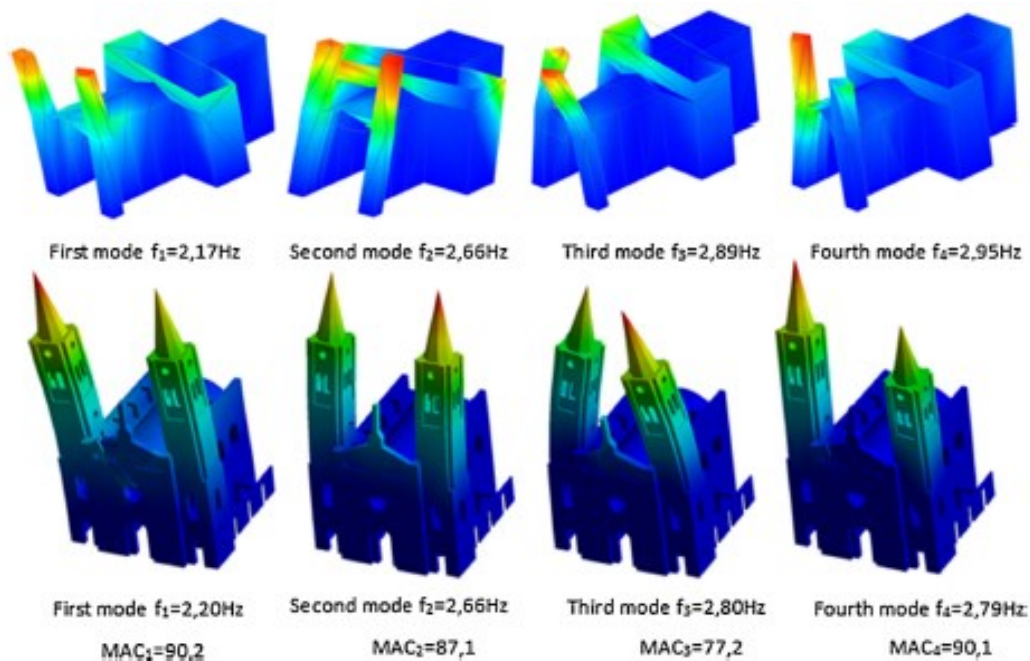


Figura 36 Paragone tra il modello vibrazionale dell'OMA e quello a elementi finiti numerico.

I rapporti relativi tra i risultati tra le frequenze numeriche e sperimentali, con un valore vicino a uno per gli indici MAC, denotano una correlazione tra il comportamento dinamico dell'edificio e quello numerico. Attraverso la simulazione delle fessure, è stato possibile simulare correttamente il comportamento dinamico e l'alta elasticità dell'area centrale dell'edificio.

3.3.5 La Torre degli Smeducci

Fonte: (Sforza, Sabia, & Quattrone)



Figura 37 Torre degli Smeducci

La Torre degli Smeducci [Fig.37] è edificata nella città di San Severino, nelle Marche. Come quasi tutte le torri medievali, anche la torre Smeducci nasce come punto di osservazione e di comunicazione, infatti dalla sua cima merlata è possibile vedere tutta la città e la valle circostante. La torre non ebbe solo funzioni difensive, infatti fin da subito venne usata anche come campanile per segnalare momenti di pericolo e per scandire il passare del tempo, si hanno informazioni sulle campane fin dal XIV secolo quando fu necessario sostituire la campana più grande. La torre presenta un'altezza totale di circa 44 m, di cui 40m al di sopra del piano campagna e 4 m al di sotto a formare le fondazioni ed un piano semiinterrato; complessivamente possono contarsi 7 piani, più un sottotetto. La sezione è scatolare cava, a pianta quadrata. Al livello del piano campagna la sezione ha lati di 7m, con lo sviluppo verticale si ha una diminuzione delle dimensioni fino ad arrivare ad un lato di 6.70 m in corrispondenza della fine del basamento, successivamente la pianta può considerarsi a sezione costante fino in cima. Gli elementi strutturali orizzontali sono caratterizzati da solette in cemento armato dello spessore compreso tra i 20 e 25 cm per i primi 5 piani, mentre nel 6 e 7 piano sono presenti volte a botte realizzate in muratura. Per quanto riguarda la sezione dei muri: alla base si è misurato uno spessore medio di 175cm a cui vanno aggiunti 25 cm di camicia in cemento armato, mentre in corrispondenza della cella campanaria si è misurato uno spessore di 110 cm.

3.3.5.1 Identificazione dinamica

Il sistema di monitoraggio è costituito da 17 accelerometri monoassiali capacitivi [Fig.38], con frequenza di campionamento a 100 Hz, disposti lungo lo sviluppo della torre e collegati al "Box Case" di acquisizione ed alimentazione tramite un sistema di cavi schermati di diametro 8mm. La posizione degli accelerometri è stata valutata, in una precedente fase di studio, in modo da poter valutare correttamente i parametri modali della Torre Smeducci. Per comprendere l'effettiva interazione tra il terreno e la struttura, profondamente modificata a seguito dei numerosi interventi realizzati, sono stati posizionati nel piano interrato: - Una terna triassiale in corrispondenza dello spigolo Nord - Due accelerometri monoassiali in direzione verticale rispettivamente negli spigoli Est e Sud. Sempre in corrispondenza dello spigolo Nord sono posizionati

accelerometri in direzione x e y rispettivamente nei piani del III (4X,4Y), del V (5X,5Y) e del VII (7X,7Y) livello. Gli ultimi due accelerometri presenti nella torre sono orientati rispettivamente in direzione $-6X$, sul V piano e $+8X$ al VII piano.

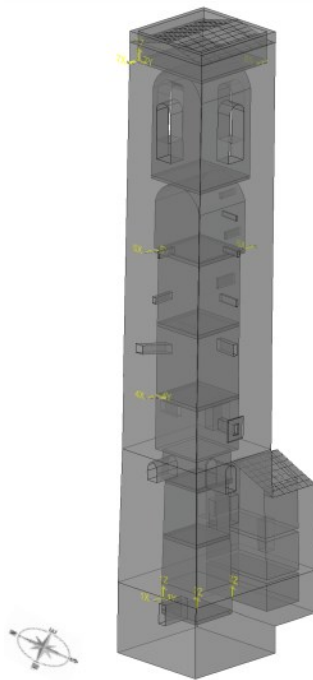


Figura 38 Posizione degli accelerometri

Infine, il sistema di monitoraggio si conclude con una terna triassiale posizionata nel terreno, a sufficiente distanza per evitare di registrare un segnale alterato dalla risposta dinamica della torre, per acquisire le componenti sismiche.

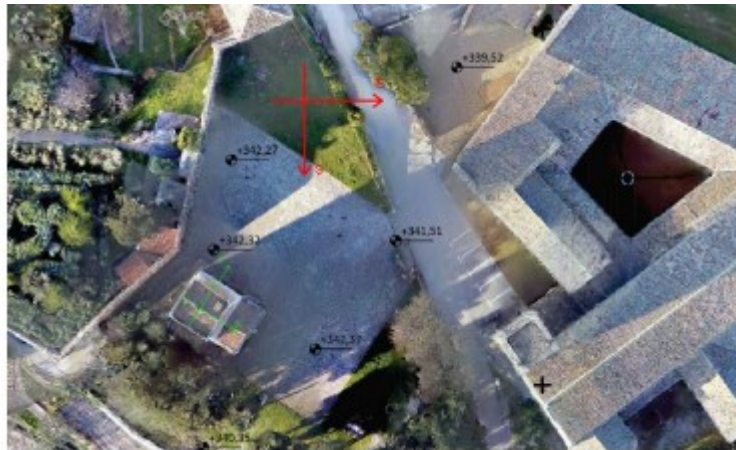


Figura 39 in verde il sistema di riferimento utilizzato nel modello FEM, in rosso è riportata la posizione e l'orientamento della terna nel free-field

Il sistema è completato da:

- n°1 alimentatore UPS per garantire la continuità dell'acquisizione del segnale;
- n°1 sistema di acquisizione "Compact Rio" della National Instruments con frequenza di campionamento a 100 Hz;
- n°1 Hard Disk da 2 TB sufficiente ad immagazzinare l'enorme quantità di dati;

- Connessione alla rete internet per la trasmissione in remoto dei dati.

Al fine di determinare la corrispondenza tra le forme modali identificate e quelle ottenute dal modello analitico sono stati identificati i nodi della mesh relativi agli accelerometri nella tab 13:

	Nodo	X	Y	Z
1x	8225	200	519	395
1y				
1z				
2z	8245	200	200	395
3z	7104	520	200	331
4x	34722	156.26	526.38	1815
4y				
5x	51561	126.2	509.76	2850
5y				
6x	52042	538.82	97.14	2850
7x	70032	26.01	549.62	4190
7y				
7z				
8x	70334	606.06	-30.38	4190

Tabella 13

Di seguito nella tabella 14 si riportano i risultati dell'identificazione dinamica che ha permesso di determinare le frequenze proprie dei primi 6 modi di vibrare:

- F1y, primo modo flessionale nella direzione y;
- F2x, primo modo flessionale nella direzione x;
- F3t, primo modo torsionale;
- F4y, secondo modo flessionale nella direzione y;
- F5x, secondo modo flessionale nella direzione x;
- F6z, primo modo verticale.

Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]
F1y	1.25	0.8
F2x	1.36	0.74
F3t	4.37	0.23
F4y	4.52	0.22
F5x	4.91	0.20
F6z	9.5	0.11

Tabella 14 Risultati dell'identificazione dinamica

Tra i parametri identificati troviamo anche le forme modali che verranno utilizzate per il confronto con quelle ottenute dall'analisi modale. Nella tabella 15 si riportano gli spostamenti rilevati durante l'identificazione dinamica per le prime 5 forme modali:

	F1	F2	F3	F4	F5
4X	0.0272	0.0748	0.1063	0.1084	0.1982
4Y	-0.0591	0.0525	-0.0015	-0.2521	0.1128
5X	0.1590	0.4365	0.3420	0.0896	0.5927
5Y	-0.4272	0.2078	0.4605	-0.7396	0.2432
6X	0.1019	0.4683	-0.1272	-0.1029	0.2601
7X	0.2672	1	0.7097	0.0008	-1
7Y	-1	0.4296	0.8975	1	0.5791
8X	0.3607	0.9851	-1	-0.2506	-0.8772

Tabella 15 Spostamenti rilevati nell'identificazione dinamica

3.3.5.2 Modellazione FEM e model updating

Il modello geometrico realizzato tramite elementi di volume è stato importato, con estensione. iges, nel programma MidasFX+ [Fig 40], programma utilizzato per la realizzazione della mesh, successivamente una volta importato su Midas Gen sono stati definiti i vincoli e le proprietà meccaniche dei materiali. Il programma mette a disposizione dell'utente diversi algoritmi di automeshing, tutti hanno in comune la procedura con la quale viene generata una mesh 3D è la seguente [Fig.41]:

- Selezione del volume e definizione del tipo di elemento;
- Generazione di una mesh 1D lungo i bordi del volume;
- Creazione di una mesh 2D nelle facce esterne
- Creazione della mesh 3D all'interno.

Gli algoritmi utilizzati sono:

- Map-Mesh-Solid: si basa su un generatore Grid il quale realizza elementi prismatici a 8 nodi;

- Auto-Mesh-Solid: algoritmo molto potente che permette anche di realizzare mesh su geometrie molto irregolari tramite l'utilizzo di elementi a 4 nodi tetraedrici.

Principalmente si è utilizzato l'algoritmo Map-Mesh-Solid, il quale, una volta diviso la geometria della torre in volumi elementari (privi di aperture, a base rettangolare o al limite a L) ha permesso di ottenere un elevato livello di regolarità della mesh, infatti avendo individuato l'elemento di riferimento in un cubo di lato 0.30 m, è stato possibile modellare i paramenti, esterni ed interni, con un solo strato di elementi finiti e permettendo una maglia regolare al loro interno.

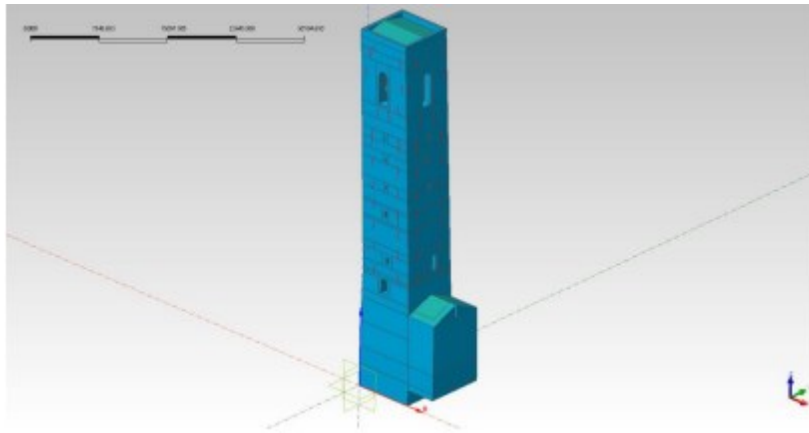


Figura 40 Modello geometrico importato all'interno del programma MidasFX+

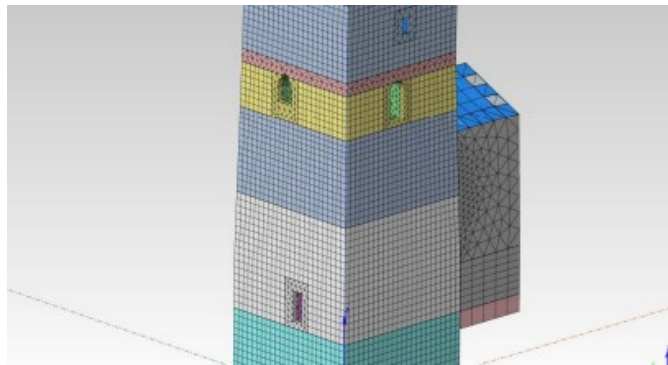


Figura 41 Sezione della mesh della torre

Si può osservare che nell'interno delle aperture è stata realizzata una mesh più fitta [Fig.42] costituita da elementi tetraedrici, garantendo il rispetto della geometria e la possibilità di cogliere meglio le tensioni nel loro intorno.

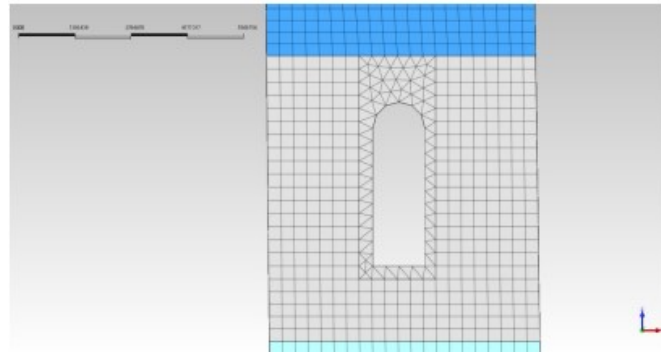


Figura 42 Vista frontale delle aperture della cella campanaria

Particolare attenzione è stata data alle volte presenti al sesto e settimo livello [Fig.43], le quali una volta modellate geometricamente e meshate hanno richiesto un merge manuale dei nodi con le pareti circostanti al fine di garantire continuità nella risposta strutturale.

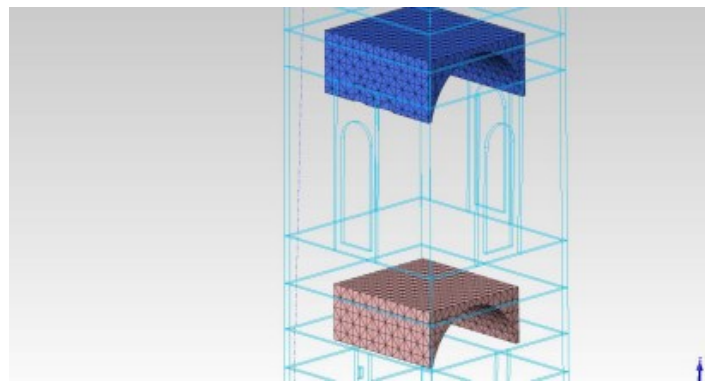


Figura 43 Particolare della mesh delle volte

Per le coperture si è deciso di utilizzare degli elementi piani, a 4 nodi, che tenessero conto delle proprietà deformative della copertura [Fig.44].

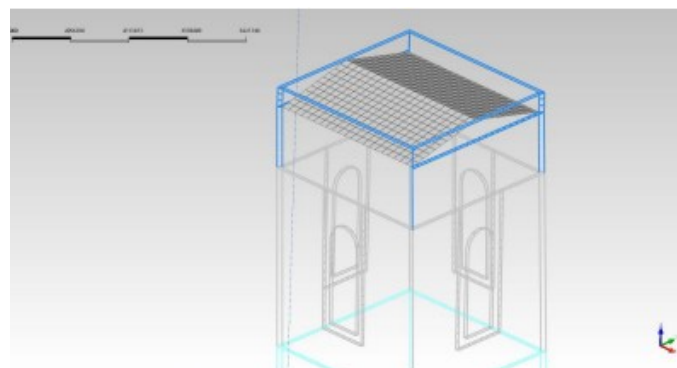


Figura 114 - Particolare della mesh piana usata per la copertura della torre

Figura 44 Particolare della mesh piana usata per la copertura della torre

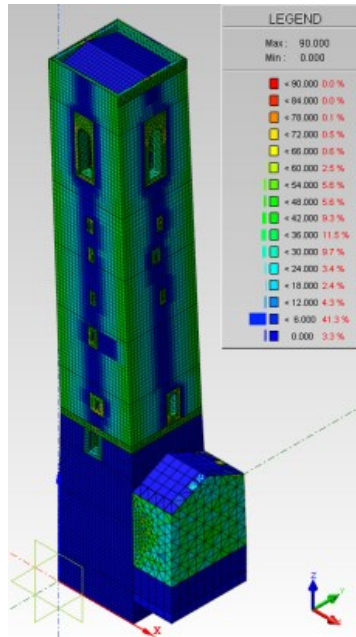


Figura 45 Vista della mesh

L'ultimo punto nella realizzazione della mesh è stato quello della definizione dei vincoli, in particolare per simulare l'interazione del terreno sono state definite 685 molle verticali di cui: 625 posizionate al di sotto della torre e 60 al di sotto dell'aggiunto [Fig.46]. Per bloccare la struttura nel piano di fondazioni sono stati aggiunti nel perimetro: dei vincoli di incastro nella direzione D_x , D_y e di rotazione intorno all'asse R_z [Fig.47].

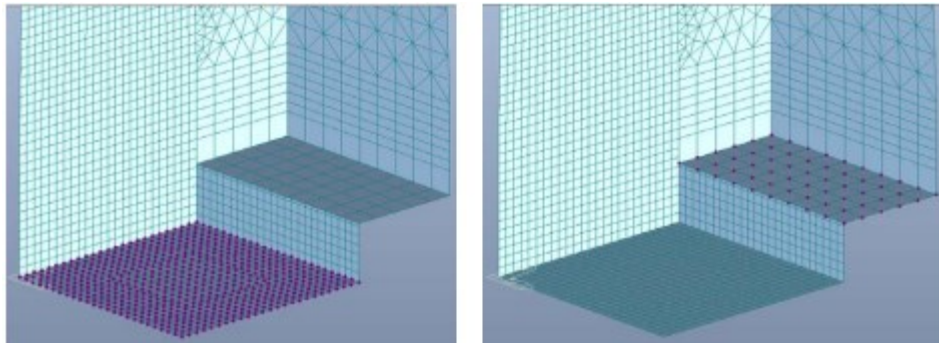


Figura 46 Distribuzione delle molle verticali al di sotto della torre (sinistra) e delle molle verticali al di sotto dell'aggiunto (destra)

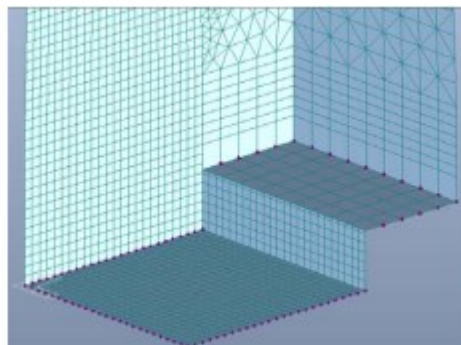


Figura 47 Disposizione dei vincoli di incastro in D_x , D_y , R_z .

In conclusione è stata ottenuta una mesh formata da 94389 elementi e 73703 nodi.

Tra i metodi di model updating destinati alla determinazione dei parametri meccanici di una struttura, il metodo di Douglas-Reid, risalente al 1982, risulta un metodo semplificato e di facile realizzazione. L'analisi sarà limitata ad un intorno del valore dei parametri di riferimento, in questo caso si è adottata una variabilità del 30% sul valore delle rigidezze (muratura, terreno). Si è deciso di realizzare una serie di test numerici con lo scopo di determinare la precisione con cui un noto set di variabili X_k fosse determinato dal model updating. È stato definito un modello base funzione delle 5 variabili individuate nell'analisi di sensitività [tabella 16a] a cui è stato assegnato un valore di riferimento e con cui sono state calcolate le frequenze proprie relative ai primi 6 modi di vibrare [tabella 16b]:

Variabili	E0	Frequenze [Hz]	
E_p [GPa]	4.0	F1y	1.0801
E_r [GPa]	2.3	F2x	1.141
E_m [GPa]	3.4	F3T	4.8242
E_r' [GPa]	2.3	F4y	4.6919
K_w [GN/m]	80	F5x	4.9409
		F6z	8.533

Tabella 16a-b

Dove:

- E_p , E_r : elastici del paramento esterno e del riempimento della muratura a sacco presenti nel basamento;
- E_m , E_r' : i moduli elastici del paramento e del riempimento nel fusto della torre;
- K_w : Rigidezza dell'insieme terreno-fondazioni.

Successivamente le variabili sono state fatte variare uniformemente dal -30% al +30%, con step di variazione del 10%, rispetto il valore base ottenendo 6 gruppi di seguito riportati chiamati Modelli test [tabella 18]:

X_k	$X_{1,-30\%}$	$X_{2,-20\%}$	$X_{3,-10\%}$	$X_{4,10\%}$	$X_{5,20\%}$	$X_{6,30\%}$
E_p [GPa]	2.8	3.2	3.6	4.4	4.8	5.2
E_r [GPa]	1.6	1.8	2.1	2.5	2.8	3
E_m [GPa]	2.4	2.7	3.1	3.7	4.1	4.4
E_r' [GPa]	1.6	1.8	2.1	2.5	2.8	3
K_w [GN/m]	56	64	72	88	96	104

Tabella 17 Parametri dei modelli test

Per ognuno di questi gruppi è stata avviata l'analisi modale tramite Midas GEN ottenendo le relative frequenze [tabella 18].

PM	$X_{1,-30\%}$	$X_{2,-20\%}$	$X_{3,-10\%}$	$X_{4,10\%}$	$X_{5,20\%}$	$X_{6,30\%}$
F1y [Hz]	0.9341	0.9814	1.0386	1.1196	1.11682	1.2042
F2x [Hz]	0.9889	1.0381	1.0984	1.1815	1.2319	1.2684
F3T [Hz]	4.1118	4.3366	4.6277	5.0118	5.2584	5.4285
F4y [Hz]	4.0155	4.2302	4.5038	4.8711	5.1036	5.2661
F5x [Hz]	4.2514	4.4703	4.7509	5.1217	5.3581	5.5214
F6z [Hz]	7.3162	7.7092	8.2130	8.8763	9.2978	9.5891

Tabella 18 Frequenze

I PM (parametri di risposta strutturale significativi quali ad esempio i modi di vibrare sperimentali o le frequenze naturali di vibrazione) per ogni gruppo rappresentano le frequenze sperimentali da confrontare con le frequenze analitiche, determinate tramite il metodo D-R. I valori delle X^* , e dell'errore percentuale rispetto ai valori base $Err X^*$ per ogni gruppo, sono riportati nella tabella 19.

	$X_{1,30\%}$	$X_{2,-20\%}$	$X_{3,-10\%}$	$X_{4,10\%}$	$X_{5,20\%}$	$X_{6,30\%}$
E_p^* [GPa]	2.85	2.97	3.53	4.41	4.88	5.2
E_r^* [GPa]	1.68	2.04	2.17	2.49	2.8	2.99
E_m^* [GPa]	2.38	2.56	3.06	3.68	3.87	4.42
$E_r'^*$ [GPa]	1.61	1.83	2.11	2.50	2.86	2.99
K_w^* [GN/m]	56.35	64.46	72.34	87.71	95.01	103.88
Err E_p	1.8%	-7.7%	-2%	0.3%	1.6%	0.0%
Err E_r	4.2%	9.6%	4.6%	-1.7%	1.5%	0.0%
Err E_m	0.0%	-6.3%	-0.1%	-1.7%	-5.4%	0.0%
E_r' [GPa]	0.0%	-0.7%	2%	-1.1%	3.4%	0.0%
K_w [GN/m]	0.6%	0.7%	0.5%	-0.3%	-1%	-0.1%
Err medio	1%	4%	2%	1%	2%	0%

Tabella 19

Come è possibile leggere, a eccezione del caso con $X_0(1-20\%)$, l'errore massimo che si registra tra le variabili ottimizzate e quelle usate per l'analisi FEM è del 5.4% e l'errore medio è al di sotto del 2%; solo in un caso l'errore massimo è stato di circa del 10% con tuttavia un errore medio del 4%. Inoltre è stata eseguita anche un'analisi di manual tuning che ha portati ai seguenti risultati nelle tabelle 20a-b:

Variabili ottimizzate		Parametri finali		
E_p [GPa]	14.35	Freq	Err%	MAC
E_r [GPa]	5	1.2479	-0.17%	72%
E_m [GPa]	2.35	1.2765	-6.14%	87%
E_r' [GPa]	1.9	4.6012	5.29%	95%
K_w [GN/m]	133	4.7965	6.12%	79%
		4.9105	0.01%	77%
		8.9321	-5.08%	

Tabella 20a-b

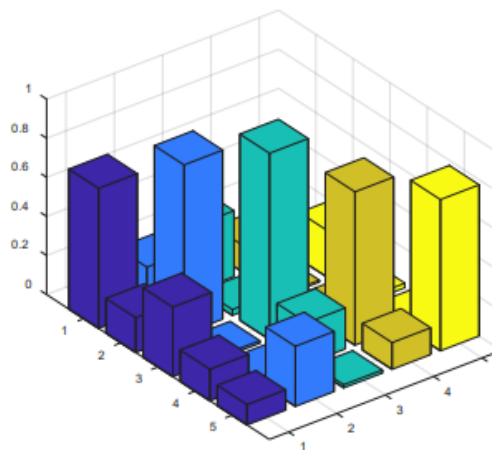


Tabella 21 Rappresentazione 3D della matrice MAC

Nel seguito si riportano le deformate modali della Torre Smeducci con i parametri meccanici ottimizzati [Fig48-49]:

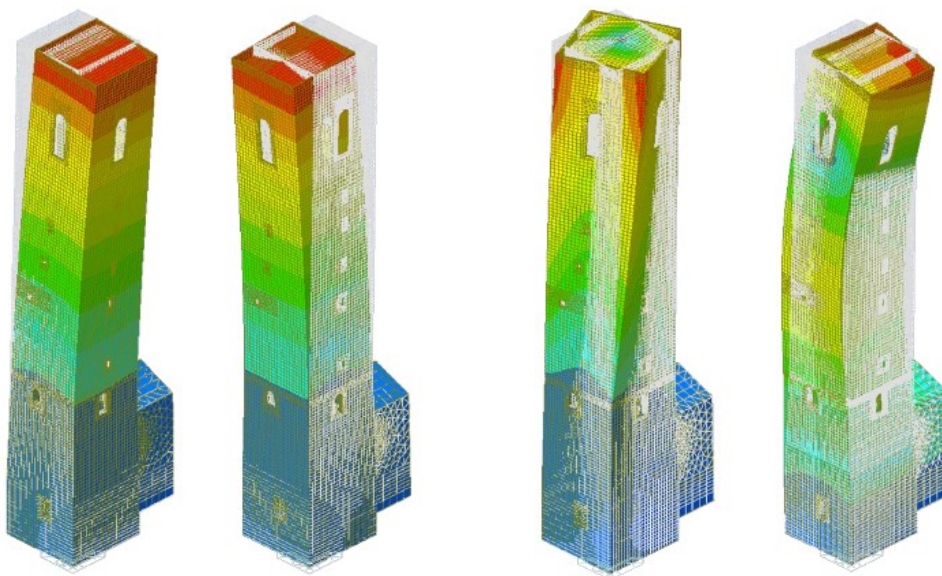


Figura 48 $f_{1y}=1.247$ Hz; $f_{2x}=1.276$ Hz; $f_{3T}=4.601$ Hz; $F_{4y}=4.796$ Hz

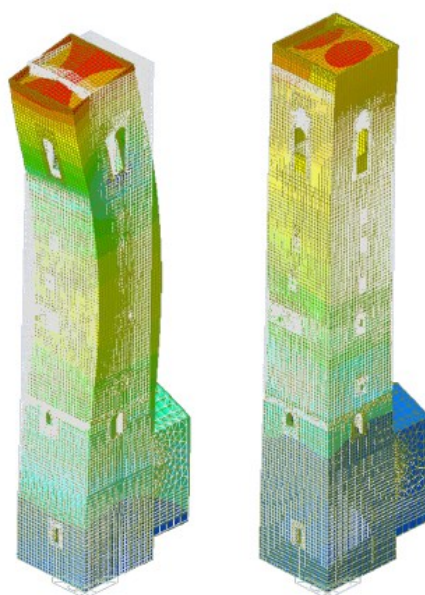


Figura 49 $f_{5x}=4.9$ Hz; $f_{6z}=8.932$

CAPITOLO 4

SANTA MARIA IN VIA

4.1 Inquadramento storico

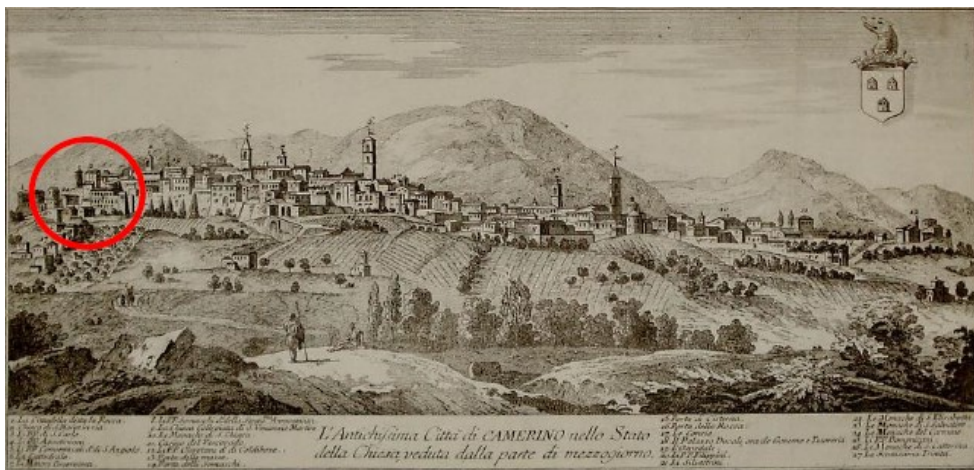


Figura 50 L'antichissima città di Camerino nello Stato della Chiesa, Incisione di Thomas Salmon e pubblicata da Albrizzi a Venezia, 1757



Figura 51: Archivio di Stato di Roma, Catasto Gregoriano, 1820. Chiesa Parrocchiale di S. Maria in Via

La Chiesa di Santa Maria in Via si trova nel centro storico di Camerino, in provincia di Macerata [Fig.50-51]. Le prime notizie della sua esistenza si hanno nel "Rationes Decimarum" del 1299 e in un testamento del 1341. Nel secolo XVI la chiesa era una costruzione povera e irregolare e godeva di prestigio per la presenza di una sacra icona della Madonna con Bambino, custodita in una piccola cappellina, portata dai Crociati guidati da Rodolfo II da Varano in ritorno da Smirne. Nel XVII secolo il cardinale Angelo Giori, con l'intento di accogliere chi veniva a visitare la sacra icona, trasformò la piccola chiesa in un edificio più grande acquistando le case limitrofe alla vecchia chiesa unendole alla canonica e oratorio presistenti. L'attuale edificio [Fig.52] fu costruito tra il 1639 e il 1642, per poi essere consacrato solennemente nel 1654 dal vescovo di Camerino Monsignor Altieri.



Figura 52 Facciata della Chiesa di Santa Maria in Via, prima del terremoto del 2016

La pianta irregolare ad andamento trapezoidale è il risultato dell'accoppiamento di edifici preesistenti che vennero uniti per ampliare la primitiva chiesa. Ciò giustifica la qualità delle murature il cui nucleo è incoerente, mentre la foderina esterna venne aggiunta per regolarizzare i vari corpi di fabbrica. L'interno di forma ellittica, contiene quattro cappelle radiali. Originariamente la chiesa era coperta da una volta in mattoni che crollò a seguito del terremoto del 1799. La copertura crollata fu sostituita da un tetto a doppia falda sostenuto da capriate lignee e completata da una finta cupola in camorçanna. Dalle caratteristiche del campanile a pianta ottagonale [Fig.53], probabilmente la sua costruzione è coeva a quella della Chiesa.



Figura 53 Campanile di Santa Maria in Via

Dopo i danni causati dal sisma del 1997, la chiesa fu soggetta a vari interventi di consolidamento statico e restauro architettonico da parte di varie imprese edili. Nel 2016 a seguito delle scosse di agosto e ottobre venne chiuso tutto il centro storico di Camerino e la chiesa fu gravemente danneggiata. Adesso è messa in sicurezza da una struttura in acciaio.

4.2 Stato di danneggiamento dopo il sisma del 2016

La costruzione prima di subire la devastazione dell'ultimo sisma si presentava in ottimo stato di conservazione essendo stata restaurata in seguito al territorio Umbria-Marche 1997.

4.2.1 Tiburio e copertura



Figura 54 Danni riportati al tiburio. Vista interna e esterna.

La muratura costitutiva del tiburio [Fig.54] è costituita da pietra di blocchi sbozzati, blocchi in pietra non lavorati e laterizio. I rimaneggiamenti subiti nel tempo hanno indebolito la struttura. I maggiori dissesti sono nella porzione posteriore del tiburio, che è crollata insieme a parte della copertura verso l'interno dell'aula. Nonostante l'intervento di cerchiaggio eseguito in seguito al sisma del 1997, il crollo è stato causato dalla cattiva qualità della muratura, dal padiglione della copertura che presentava tre puntoni diagonali, e dall'effetto cumulato degli eventi sismici del 2016 e delle nevicate nel mese di gennaio del 2017, lasciando la chiesa esposta agli agenti atmosferici e facendo disgregare le pietre. Un'altra causa è il ribaltamento della facciata che ha coinvolto il tiburio per la presenza dei tiranti che hanno quindi trascinato la parte posteriore. Il crollo della parte di fondo del tiburio ha causato il crollo della copertura posteriore, le cui orditure sono rimaste pericolanti e rischiose per l'interno dell'aula [Fig.55]. La copertura ha trascinato con sé il 75% della cupola in camorcanna.



Figura 55 Orditure pericolanti della parte posteriore del tiburio

È presente una lesione da distacco in corrispondenza del collegamento con la muratura del tiburio sul fronte principale, dovuta al cinematismo della facciata [Fig.56].



Figura 56 Lesione da distacco dovuta al cinematismo della facciata

4.2.2 Campanile

La cella campanaria è crollata rovinosamente in seguito alla scossa delle 21:18 del 26 ottobre 2016, come testimonia l'orologio presente nella facciata che si è fermato qualche minuto dopo [Fig.57]. Il basamento superstite che si eleva per circa quattro metri sulla gronda del corpo principale è caratterizzato dalla presenza di incatenamenti e non è interessato da un quadro fessurativo. Al di sopra del basamento sono rimaste due campane e abbondanti macerie che sono pericolose per la parte sottostante.



Figura 57 Rovine della cella campanaria e particolare dell' orologio della facciata

4.2.3 Corpo di facciata

La facciata presenta un meccanismo di ribaltamento in parte pregresso, ma che ha subito un importante aggravamento a seguito degli eventi sismici del 2016 e successivi, andando ad interessare entrambi gli ordini, superiore e inferiore, della stessa [Fig.58].

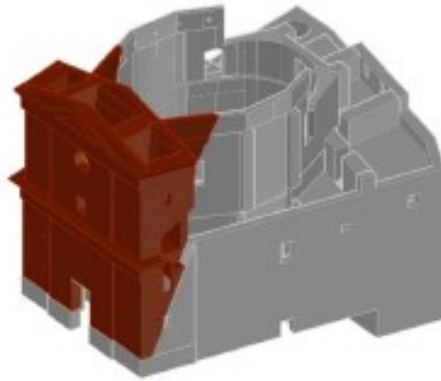


Figura 58 Meccanismo di ribaltamento della facciata

Dal quadro fessurativo e deformativo rilevato [Fig.59],

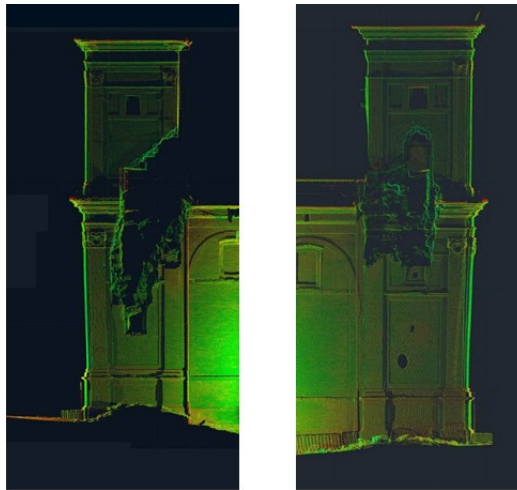


Figura 59 Risultato della prova termografica

si nota la formazione di una cerniera appena sopra lo zoccolo del basamento, ad una quota di circa + 1.8 m dal calpestio del piazzale, e una seconda cerniera (in quota) in corrispondenza del cornicione del primo ordine. La facciata nell'ordine inferiore ha subito una rotazione fuori piano, mentre il blocco superiore sembra aver subito un moto rigido di traslazione. La traslazione rigida superiore ha interessato anche la porzione del tiburio, come visibile dal quadro fessurativo presente in corrispondenza dei finestroni [Fig.60]. Ora il fuori piombo della facciata è quantificabile di circa 30 cm.



Figura 60 Lesioni nel tiburio che testimoniano il meccanismo di ribaltamento

In seguito al meccanismo descritto il rivestimento esterno in laterizio della facciata si è distaccato in diverse parti dalla facciata dalla sottostante parete in muratura di pietra sbazzata, la quale ha subito anche disgregazioni locali [Fig.61].



Figura 61 Distacchi nel corpo di facciata

L'esame ravvicinato ha evidenziato anche la dislocazione del cornicione al primo ordine che sembra poggiare sul pavimento in laterizio senza connessioni con la parete. Anche il portale in pietra arenaria ha subito dislocazioni significative con cedimenti degli elementi di architravatura. Il meccanismo di ribaltamento della parete di facciata accompagnato dalla traslazione rigida dell'ordine superiore ha prodotto crolli molto significativi (soprattutto sul lato destro) delle murature con formazione di lacune dovute sia al distacco del paramento in laterizio sia alla disgregazione della muratura di pietra dovuta al riempimento caotico a sacco [Fig.62].



Figura 62 Crolli e disgregazione della muratura a sacco

4.2.4 Pareti interne

Le pareti interne non sono caratterizzate da quadri fessurativi significativi ad eccezione dei due altari laterali adiacenti al corpo di facciata che hanno subito danni negli archi e alle volte [Fig 63]. Il cornicione interno è stato danneggiato dalla caduta di blocchi dall'alto e presenta blocchi e porzioni di stucchi pericolanti.



Figura 63 Lesioni sugli archi e sulle cappelle radiali più vicine alla facciata, interessate dal meccanismo di ribaltamento fuori dal piano

4.2.5 Pareti laterali

Le pareti laterali del corpo l'aula e della parte absidale non sono interessate da crolli o quadri fessurativi particolarmente significativi. Fa eccezione lo spigolo sud-ovest, al di sotto del fusto del campanile, dove sono presenti delle lesioni diagonali, concentrate nelle fasce di piano tra un'apertura e l'altra. Nelle immagini seguenti si riportano i prospetti e una sezione che riportano il quadro fessurativo [Fig 64-66].



Figura 64 Quadro fessurativo prospetto Est (sinistra) e Nord (destra)

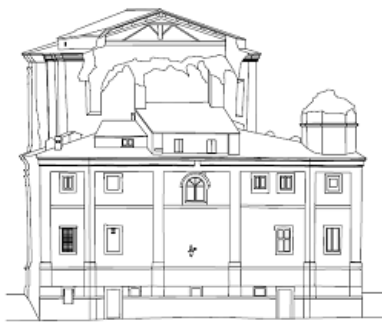


Figura 2-5 Quadro fessurativo prospetto Ovest



Figura 2-6 Quadro fessurativo prospetto Sud

Figura 65 Quadro fessurativo prospetto Ovest (sinistra) e Sud (destra)

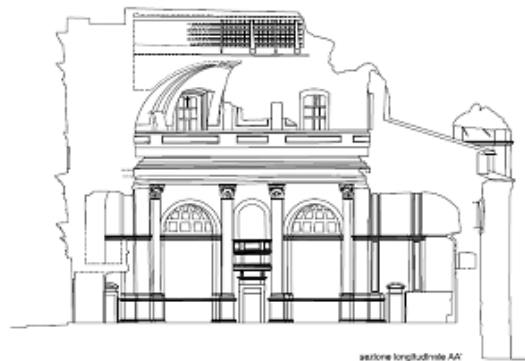


Figura 66 Quadro fessurativo sezione longitudinale

4.3 Interventi di messa in sicurezza

L'obiettivo primario degli interventi progettati è mettere in sicurezza le vie d'accesso e le aree pubbliche adiacenti alla chiesa con un intervento capace di ridurre al minimo l'occupazione degli spazi destinati alla viabilità. In più, dato che si prevede la permanenza delle opere progettate in sito per vari anni, si è integrato il sistema principale con interventi di bonifica, consolidamento e protezione delle murature e degli spazi interni della chiesa. L'opera provvisoria è pensata per contrapporsi all'ulteriore mobilitazione dei cinematismi della facciata e del tiburio attivati nella sequenza sismica iniziata il 24.08.2016, ai crolli che ne

possano conseguire e anche a collassi parziali non facilmente prevedibili. È stato necessario condurre rilievi laser scanner e fotogrammetrici con l'ausilio di un drone.

4.3.1 Sistema di cattura e consolidamento delle murature

Malta fibrata di pura calce idraulica naturale (NHL 3.5),

- classe a prestazione garantita M10;
- granulometria 0-0.25 mm.

Rete in fibra di vetro ad alta resistenza alcali resistente allo zirconio

- carico ordito 44,2 kN/m;
- carico trama 39.95 kN/m;
- maglia 25x25 mm.

Elementi di connessione strutturale in acciaio inox AISI 304 trafilato a freddo con profilo elicoidale ad elevata aderenza ed elevata resistenza meccanica allo strappo.

- resistenza allo strappo pari a 12.8 kN (UNI EN 10002/1 e UNI ISO 15630/1)



Figura 67 Sistema di cattura e consolidamento delle murature

4.3.2 Sistema di contenimento della facciata e cerchiatura della Chiesa

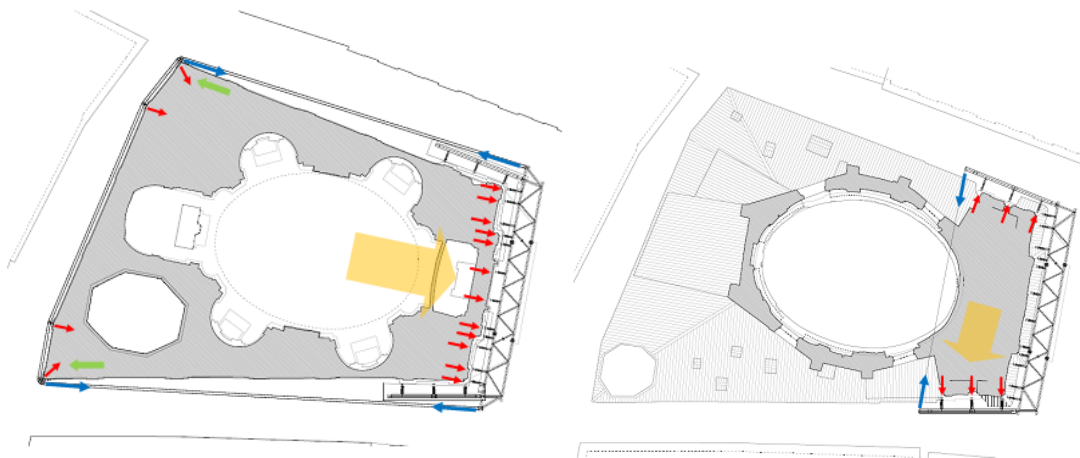


Figura 68 Funzionamento del sistema di messa in sicurezza

Gli interventi consistono in un incatenamento e trattenimento della scatola muraria del corpo della facciata e della porzione di tiburio più prossima alla stessa. Le dimensioni geometriche e le caratteristiche morfologiche delle pareti non consentono di optare per le soluzioni usate solitamente, rendendo necessaria l'adozione di una soluzione studiata appositamente. La facciata è presidiata da un sistema esterno a graticcio, composto da tre ordini di elementi strutturali [Fig.69]; il graticcio si collega alle estremità a due controventi concentrici in acciaio disposti lateralmente (prospetto Nord e Sud) [Fig.70]. Il sistema dei tralicci e dei controventi, fondato superficialmente su travi in calcestruzzo armato, è trattenuto da due ordini di tiranti longitudinali, rispettivamente n. 6 funi a trefolo $\phi 26$ e n. 8 funi a trefolo $\phi 26$, per ciascuno dei due lati, e due ordini di tiranti trasversali (n. 2 funi a trefolo $\phi 26$ ciascuno).



Figura 69 Messa in sicurezza della facciata



Figura 70 Sistema di controventi

I tiranti longitudinali corrono esternamente alle strutture della chiesa, percorrendone l'intero perimetro e trovando contrasto sul prospetto posteriore (prospetto Ovest) grazie ad un sistema di deviatori [Fig.71].



Figura 71 Sistema di deviatori

I tiranti trasversali, invece, passano all'interno delle strutture murarie del tiburio e servono a collegare mutuamente le ultime due elevazioni dei controventi reticolari, al fine di contrastare il possibile ribaltamento fuori dal piano delle porzioni laterali della facciata. Gli elementi principali che costituiscono il graticcio sono 4 travi reticolari tridimensionali in acciaio progettate affinché abbiano la necessaria resistenza e rigidità con pesi propri contenuti. Esse si trovano sul fronte principale della chiesa e sono collegate all'estremità ai due controventi reticolari laterali. Delle quattro reticolari soltanto le prime due, partendo dal basso, sono collegate ai tiranti longitudinali. Gli elementi secondari sono costituiti da due livelli di profili verticali in acciaio, disposti sia in facciata, che lateralmente al di sopra e al di sotto del cornicione. Il terzo ordine degli elementi che compongono il graticcio è rappresentato da pannelli in legno tipo XLAM posti tra i profili verticali e la facciata (principale e laterale) della chiesa. Essi consentono il contrasto vero e proprio con le strutture murarie e sono adottati in quanto più facilmente adattabili alle anomalie geometriche delle superfici della muratura danneggiata. Il contrasto così realizzato vuole impedire la caduta di materiale in caso di nuove scosse ed ulteriori deformazioni prodotte dal danneggiamento sismico. Le azioni orizzontali che si sviluppano sulle pareti laterali e sulla parete posteriore, in conseguenza all'azione di tiro dei cavi longitudinali, potrebbero trovare dei punti di debolezza nelle nicchie e nelle aperture delle pareti che verranno rafforzate introducendo elementi in grado di assicurare la trasmissione delle forze orizzontali e presidi, quali

sbadacchiature in legno. Nel seguito si riportano gli schemi concettuali dell'intervento in oggetto e l'organizzazione dello stesso [Fig.72-73].

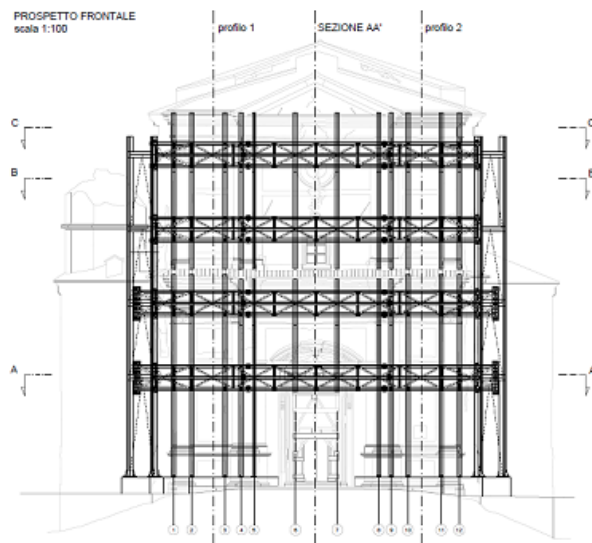


Figura 72 Graticcio corpo di facciata

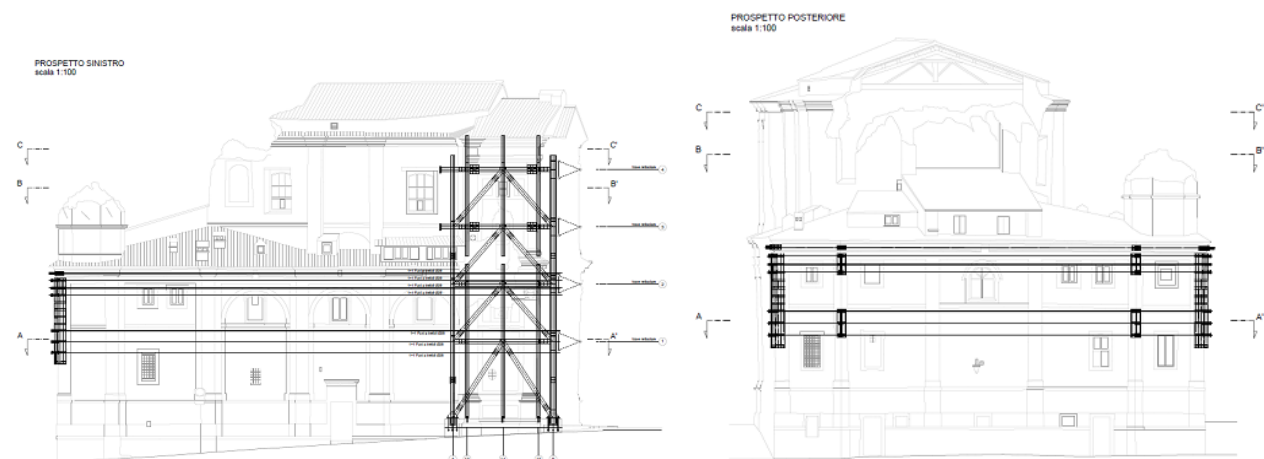


Figura 73 Controventi laterali e sistema di tirantatura (sinistra) e sistema di deviazione dei cavi (destra)

Il nuovo assetto tensionale indotto dal sisma e dalle opere provvisionali richiede una verifica periodica del sistema di tirantatura che potrebbe variare, sia a causa del rilassamento del materiale, sia a causa di ulteriori eventi sismici e azioni eccezionali in genere.

Conglomerati cementizi per la fondazione del presidio

I conglomerati cementizi da porre in opera sono composti da:

- aggregato (UNI ENV 12620 e UNI EN 13055-1);
- acqua (UNI EN 1008: 2003);
- cemento (UNI EN 197);
- additivi (UNI EN 934-2) superfluidificanti e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le seguenti caratteristiche:

calcestruzzo per fondazioni: Classe C25/30 MPa

Classe di esposizione XF2-UNI EN 206-1

consistenza S3
diametro massimo inerti 30 mm
copri ferro minimo 40 mm

Caratteristiche meccaniche: per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari a 1.5;

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0.85.

Acciaio delle armature della fondazione del presidio

Le armature da porre in opera non devono presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; devono inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

sono state usate barre ad aderenza migliorata tipo B 450 C conforme alle UNI EN ISO 15360-1:2004 (accertamento proprietà meccaniche), aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{sk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale	$A_{gt,k} \geq 7.5\%$
Modulo elastico	$E_s = 210.000 \text{ MPa}$

La resistenza di calcolo dell'acciaio da armatura f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1.15.

Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio conforme alle UNI EN 10025 per i prodotti piani e lunghi laminati a caldo, UNI EN 10210 per i profili cavi senza saldatura, UNI EN 10219 per i profili cavi saldati.

Si adottano i seguenti tipi di acciaio:

Profili aperti e lamiere	S275J0+N
Profili chiusi e saldati	S275J0+NH

Le proprietà meccaniche sono le seguenti:

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Modulo elasticità trasversale	$G = 80770 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente dilatazione termica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

La resistenza di calcolo delle membrature in carpenteria metallica R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici della resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Saldature

I procedimenti di saldatura e i materiali di apporto devono essere conformi a quanto richiesto al cap.11.3.4 del DM 14.01.2008 ed alle norme UNI 5132:1974.

Collegamenti bullonati

Viti Classe 8.8

Dadi Classe 8

I collegamenti dovranno essere realizzati mediante unioni ad attrito adottando le coppie di serraggio di progetto (collegamenti ad attrito), previa opportuna preparazione delle superfici.

Funi

I tiranti sono realizzati mediante funi di trefoli protetti dalla corrosione mediante zincatura (acciaio zincato classe 6x36-IWRC-ISO 2408). Le caratteristiche resistenti richieste sono riportate nella tabella 22.

Ø Fune Ø Rope mm	Ø Filo Ø Wire mm	Peso fune per 100 m Weight of rope per 100 m kg	Carico di rottura minimo Min breaking force	
			daN	kgf
10	0.57	41.5	7460	7600
12	0.69	59.7	10790	11000
14	0.80	81.3	14670	14950
16	0.91	106	19130	19500
18	1.03	134	24280	24750
20	1.14	166	29920	30500
22	1.26	200	36100	36800
24	1.37	239	42970	43800
26	1.31	280	48200	49100
28	1.41	325	55820	56900
30	1.52	373	64060	65300
32	1.62	425	72900	74400
34	1.72	479	82400	84000
36	1.82	537	92600	94400
40	2.02	663	113300	115500
42	2.13	750	121400	123700
44	2.23	823	133200	135700
46	2.34	899	145600	148400
48	2.44	979	158600	161600
50	2.54	1063	172100	175400
52	2.64	1149	186100	189700

Tabella 22 Funi a trefoli

Legno massiccio

Per le opere in oggetto è previsto l'utilizzo di un legno massiccio di classe C16, i cui valori caratteristici sono riportati in tabella

Descrizione	Simbolo	Valore
Flessione (5-percentile)	$f_{m,k}$	16 MPa
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,o,k}$	10 MPa
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,90,k}$	0.3 MPa
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,o,k}$	17 MPa
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,90,k}$	2.2 MPa
Taglio (5-percentile)	$f_{v,k}$	1.8 MPa
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio)	$E_{o,mean}$	8000 MPa
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile)	$E_{0,0.05}$	5360 MPa
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio)	$E_{90,mean}$	270 MPa
Modulo di taglio (medio)	G_{mean}	500 MPa
Massa volumica (5-percentile)	ρ_k	310 kg/m ³
Massa volumica (media)	ρ_{mean}	370 kg/m ³

Nella redazione del progetto si è distinto tra elementi principali, che dovranno sopportare le azioni necessarie ad assicurare l'equilibrio e saranno interessati da lavorazioni minime, e elementi secondari utilizzati per

migliorare localmente la trasmissione degli sforzi tra le parti. Le resistenze di progetto si determinano utilizzando due diversi coefficienti γ di riduzione della resistenza:

elementi primari $\gamma = 1.5$
 elementi secondari di diffusione degli sforzi $\gamma = 1.0$

Lo stesso coefficiente $\gamma = 1.5$ si applica alle unioni.

In considerazione della localizzazione dell'opera, si assume una classe di servizio 3 (umidità relativa maggiore dell'85% più volte l'anno). Gli elementi in legno presentano inizialmente un livello di carico modesto dovuto alla precompressione. E' prevedibile che tale livello di carico possa aumentare nel tempo per il ripetersi di scosse e per i movimenti lenti che la costruzione sta manifestando per adattarsi alla nuova distribuzione di tensione indotta dal danneggiamento. Si ritiene quindi cautelativo adottare una classe di durata del carico "lunga" (10 anni) e il coefficiente di riduzione $k_{mod} = 0.55$.

Sistema dei tiranti longitudinali

I tiranti longitudinali sono costituiti da gruppi di funi di trefoli in acciaio zincato, a 246 fili con resistenza 1960 N/mm², del diametro 26 mm. In particolare si distinguono un ordine superiore (4+4 funi a trefoli $\phi 26$) e un ordine inferiore (3+3 funi a trefoli $\phi 26$) di funi.


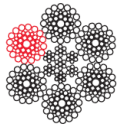
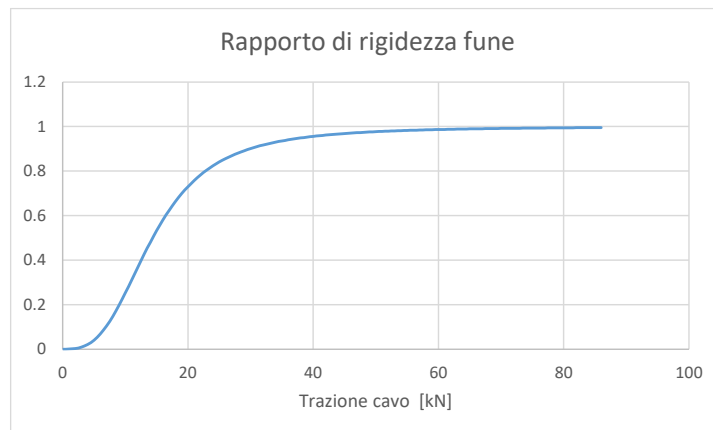
Formazione Construction	\varnothing Fune \varnothing Rope	\varnothing Filo \varnothing Wire	Peso fune per 100 m Weight of rope per 100 m	Carico di rottura minimo Min breaking force		
	mm	mm	kg	daN	kgf	
Acciaio zincato - Classe 6x36 - IWRC ISO 2408 - Resistenza fili 1960 N/mm ²			Galvanised steel - Class 6x36 - IWRC ISO 2408 - Wire strength 1960 N/mm ²			
S10^{ZN} 216 fili / wires 6x36 WARRINGTON SEALE - IWRC Crociata destra Right regular lay Cod. 75.623		10	0.57	41.5	7460	7600
		12	0.69	59.7	10790	11000
		14	0.80	81.3	14670	14950
		16	0.91	106	19130	19500
		18	1.03	134	24280	24750
		20	1.14	166	29920	30500
		22	1.26	200	36100	36800
		24	1.37	239	42970	43800
		26	1.31	280	48200	49100
		28	1.41	325	55820	56900
S11^{ZN} 246 fili / wires WARRINGTON SEALE - IWRC Crociata destra Right regular lay Cod. 75.623		30	1.52	373	64060	65300
		32	1.62	425	72900	74400
		34	1.72	479	82400	84000
		36	1.82	537	92600	94400
		40	2.02	663	113300	115500
		42	2.13	750	121400	123700
		44	2.23	823	133200	135700
		46	2.34	899	145600	148400
		48	2.44	979	158600	161600
		50	2.54	1063	172100	175400
52	2.64	1149	186100	189700		

Tabella 23 Caratteristiche dei trefoli

Efficacia dell'attacco	α	0.8
Coefficiente di sicurezza	γ_m	2.5
N_{min}		482 kN
N_d	$N_d = \alpha \frac{N_{min}}{\gamma_m}$	154.24 kN
Inclinazione media sull'orizzontale		0°

Area della sezione	349.92 mm ²
Modulo di elasticità reale	110000 N/mm ²
Peso unitario della fune	0.027468 N/mm
Lunghezza della fune	3500 mm

Le funi sono pre-sollecitate con una forza di trazione di 30 kN (rigidezza equivalente pari al 90%) per garantire la loro efficacia anche in occasione di scuotimenti modesti.



4.3.3 Sistema di tubi-giunti interno

In aggiunta è stato aggiunto un sistema di tubi-giunti all'interno dell'aula e nella parte sommitale esterna del tiburio per la sua stabilizzazione. In più è stata ipotizzata una copertura provvisoria per evitare l'infiltrazione di acque meteoriche nell'aula [Fig 74].





Figura 74 Sistema di tubi giunti e copertura provvisoria

L'intervento è così pensato anche per la successiva ricostruzione della Chiesa.

4.4 Identificazione dinamica preliminare

Lo studio delle dinamiche globali della Chiesa si basa su prove di vibrazione ambientale usando 16 accelerometri e due configurazioni di sensori [Fig.75]. Sono stati monitorati 8 punti situati intorno all' ellisse del tiburio, a due altezze diverse rispetto suolo. I punti sono stati nominati con le lettere alfabetiche. In ogni punto (da A a H) sono stati posizionati due accelerometri uniassiali con direzioni di misura lungo gli assi principali dell'aula della chiesa (direzione x e y). Nella prima disposizione gli accelerometri sono posizionati in 8 punti diversi (da 1A a 1H) a 12 m dal suolo. Nella seconda disposizione sono lasciati due accelerometri nella stessa posizione (1B), in modo da fare da riferimento, mentre gli altri sono stati spostati a 19.7 m da terra; le posizioni 2C e 2H sono state escluse in quanto si trovano in punti inaccessibili.

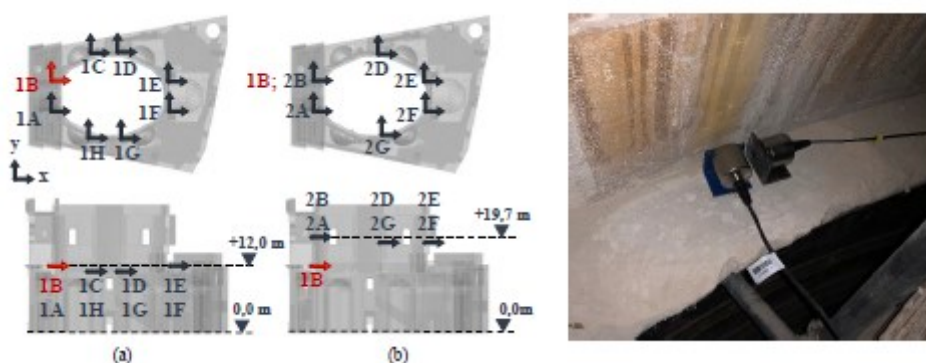


Figura 75 Configurazione accelerometri: (a) Conf. 1: 8 stazioni di misura a + 12 m dal livello del terreno; (b) Conf. 2: stazione di riferimento e 6 stazioni a 19.7 m dal livello del terreno

In particolare sono stati utilizzati accelerometri PCB 39B31 con una sensibilità di 10 V/g, moduli di conversione analogico-digitale NI 9234, un cRIO (vicino al punto 1B) e tre 9185 cDAQ (vicino agli altri punti di misurazione). La sincronizzazione è stata ottenuta con la tecnologia TSN che fornisce sincronizzazione temporale distribuita e comunicazione deterministica utilizzando reti Ethernet. Utilizzando i moduli NI 9234, i segnali sono stati campionati a 2048 Hz. Prima dell'identificazione dei parametri dinamici sono stati pre-elaborati rimuovendo la linea di base, sottraendo il contributo ottenuto "adattando" il segnale con un

polinomio di 3° grado, filtrando con un filtro passa-basso con frequenza di 51.2 Hz per ridurre la quantità di dati e velocizzare l'analisi successiva. L'identificazione dei parametri modali è stata effettuata utilizzando la tecnica Principal Component Subspace Stochastic Identification (SSI-PC). Per rimediare all'asincronia delle acquisizioni relative alle due configurazioni, è stata necessaria un'operazione di data merging, con la tecnica PoSER (Post Separate Estimation Re-scaling). La [Fig.76] mostra il diagramma di stabilizzazione ottenuto dalle prove in Configurazione 1 e Configurazione 2. I modi stabili in termini di frequenza (differenza inferiore all'1%) e le forme modali (MAC maggiore del 95%) sono identificate da un cerchio nero pieno. Nella stessa figura sono riportati i diagrammi di frequenza- smorzamento, con i valori dei rapporti di smorzamento relativi alle soluzioni stabili.

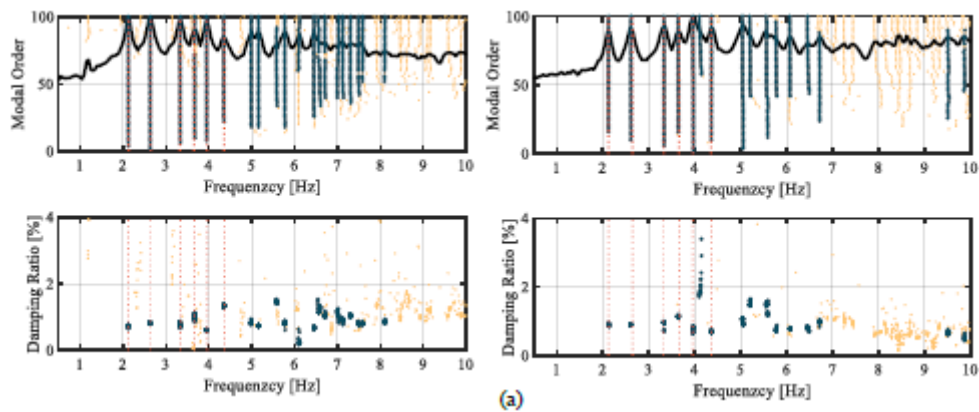


Figura 76 Risultati dell'identificazione dinamica: diagrammi di stabilizzazione e trama frequenza-indice di smorzamento

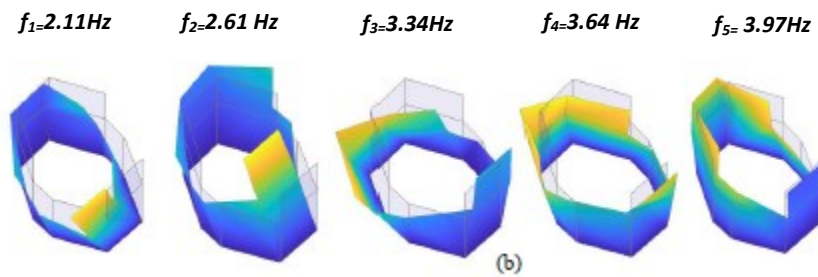


Figura 77 Risultati dell'identificazione dinamica: parametri modali identificati

La [Fig.77] mostra le frequenze rilevate. A livello globale, sono state identificate 5 forme modali. È interessante notare che, nonostante il complesso andamento delle fessure, i primi due modi sono traslazionali e disaccoppiati, mentre il terzo modo è torsionale, come per un sistema non danneggiato. Questo è chiaro nei valori della matrice autoMAC (tabella 24). Per i modi superiori, diciamo che servono ulteriori approfondimenti ma coinvolgono le dinamiche del tiburio e della facciata.

Modi sperimentali	2.11	100	0.0	2.7	4.8	0.0
	2.61	0.0	100	0.0	11.4	0.7
	3.34	2.7	0.0	100	28.9	2.0
	3.64	4.8	11.4	28.9	100	1.1
	3.97	0.0	0.7	2.0	1.1	100
	[Hz]	2.11	2.61	3.34	3.64	3.97
		Modi sperimentali				

Tabella 24 autoMAC

4.5 Sistema di monitoraggio

È stato necessario predisporre un sistema di monitoraggio per controllare l'evoluzione del danno, e il cinematismo della facciata. Il sistema installato era inizialmente costituito da [Fig.78]:

- 2 accelerometri piezoelettrici PCB 393A03 con una sensibilità di 1 V/g e la direzione di misura perpendicolare alla facciata a + 12.6 m di altezza dal terreno;
- Una termocoppia di tipo T posizionata su un elemento del sistema di sicurezza in acciaio e una termocoppia dentro la chiesa.

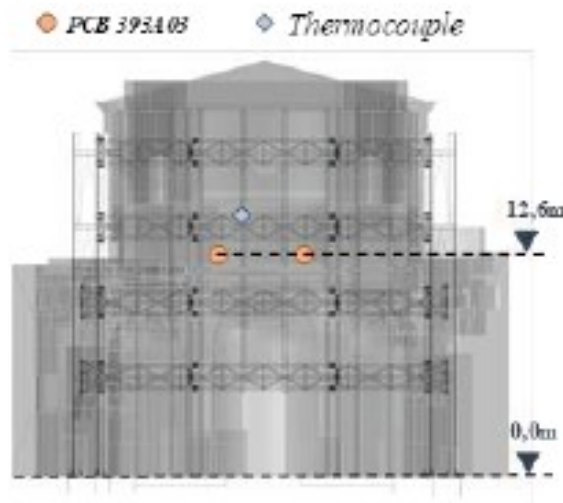


Figura 78 Layout dei primi sensori del sistema di monitoraggio

Il software installato acquisisce continuamente dati in tempo reale e li trasmette tramite il protocollo FTP al server installato nella facoltà di Ingegneria di Ancona. In questo modo, grazie al continuo trasferimento dei dati e al determinismo garantito dal sistema di acquisizione, è possibile indagare in poco tempo eventuali dipendenze dalle condizioni ambientali, ma anche registrare la risposta ad eventi sismici senza rischio di perdere dati. I dati si organizzano in file da 20 minuti e i parametri modali si identificano e selezionano automaticamente. È stato ottenuto il diagramma di stabilizzazione applicando l'algoritmo SSI-PC, per poi selezionare i parametri modali con un algoritmo basato su un AHC (Agglomerative Hierarchical Clustering). La distanza tra le soluzioni del diagramma di stabilizzazione è calcolata utilizzando l'equazione proposta da Magalhaes. Non è ben identificato il grado di dipendenza delle frequenze dalla temperatura a causa dei pochi dati raccolti nel giro di un mese. Il problema del caso in esame è che le vibrazioni ambientali non sono

facilmente rilevabili in quanto la chiesa si trova in zona rossa. Di conseguenza non è facile rilevare tutti i modi che fanno parte della dinamica della struttura. In una seconda fase il sistema di monitoraggio è stato migliorato con strumentazioni aggiuntive:

- Accelerometri nel tiburio;
- Accelerometri sulla facciata;
- 2 velocimetri a livello di fondazione (fondamentali in caso di eventi sismici);
- Accelerometri wireless mems per monitorare i cavi a trefoli di acciaio utilizzati nel presidio;
- Sensori di temperatura e umidità all'interno e all'esterno, poiché le condizioni metereologiche possono influenzare la dinamica della struttura;
- Inclinometri e potenziometri lineari, per monitorare l'evoluzione della cinematica della facciata.

CAPITOLO 5

MODELLAZIONE

5.1 Introduzione alla modellazione FEM

Il metodo a elementi finiti è un metodo matematico che esegue calcoli dividendo la struttura complessa in elementi molto piccoli. In particolare si determina la soluzione numerica approssimata di un sistema di equazioni differenziali mediante la risoluzione di un sistema di equazioni algebriche equivalenti. L'analisi FEM rappresenta uno strumento avanzato di analisi strutturale che consente lo studio di strutture vincolate e caricate in diverso modo. Nel caso di un mezzo elastico che occupa un certo dominio le incognite sono le componenti di spostamento del generico punto del continuo. Il dominio viene così suddiviso in un numero finito di sottodomini, chiamati elementi finiti. Gli spostamenti incogniti sono calcolati in alcuni punti degli elementi chiamati nodi, e approssimati in tutti gli altri mediante prefissate funzioni di interpolazione o di forma [Fig.79].



Figura 79 Esempio di discretizzazione di un solido in elementi finiti

La discretizzazione del continuo avviene quindi attraverso la creazione di una griglia (mesh), composta da elementi finiti di geometria semplice (triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D) mostrati di seguito [Fig.80], di cui sono note tutte le proprietà.

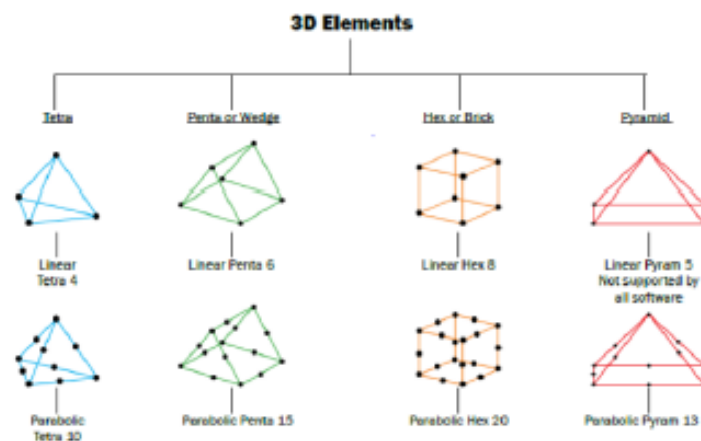


Figura 80 Tipi di elementi usati per la discretizzazione di solidi presenti in ANSYS; nella prima riga elementi del primo ordine e nella seconda elementi di secondo ordine

Le parti di cui è composto un elemento finito sono i nodi (vertici), gli spigoli e le facce. Recentemente sono stati introdotti elementi che, a parità di topologia, hanno un numero maggiore di nodi [Fig.81]. Avendo più nodi per spigolo, si possono avere elementi che si adattano meglio a geometrie curvilinee. La mesh è quindi l'insieme di tutti i nodi e tutti gli elementi di un modello agli elementi finiti con le loro connessioni e i loro vincoli.

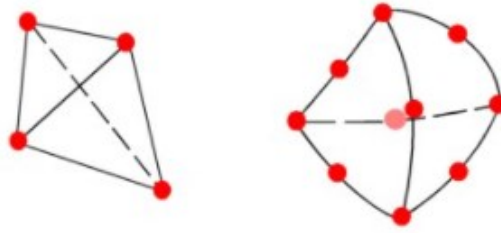


Figura 81

5.2 Introduzione ad ANSYS Workbench

ANSYS è un sinonimo di simulazione a elementi finiti. Per molti anni si è usato Mechanical APDL, che impone vincoli non necessari, rendendo il software difficile da utilizzare. Come risultato gli studenti o gli ingegneri si limitavano solo a certe applicazioni, per esempio lavorando su componenti singole invece che assemblate. Workbench evita questi vincoli non necessari. ANSYS considera la performance e possibili carichi di frattura della costruzione in un mezzo virtuale. Il programma mostra come andrà a comportarsi un'intera costruzione, che immagazzina la reazione di ogni piccolo pezzo nel sistema. Quindi ANSYS può essere usato nella modellazione delle costruzioni in muratura, con particolare riferimento agli edifici esistenti. Al fine di ottenere soluzioni con questa piattaforma, dovrebbe essere eseguita la seguente procedura:

- STEP 1: prendere in considerazione il modello fisico. La muratura sarà modellata in uno spazio tridimensionale nell'interfaccia grafica di ANSYS;
- STEP 2: introduzione delle proprietà dei materiali [densità (Kg/m^3), modulo di Young (MPa), coefficiente di Poisson];
- STEP 3: inserire le condizioni di vincolo e di carico;
- STEP 4: dividere il modello tridimensionale in elementi (mesh);

(Kanit & Donduren)

Una volta creato il modello, con ANSYS è possibile svolgere le seguenti analisi:

- Analisi strutturali lineari;
- Analisi della vita a fatica;
- Analisi modali, che ci consentono di estrarre i modi di vibrare del nostro sistema;
- Analisi termiche: possiamo calcolare la distribuzione di temperature, il gradiente, il flusso termico, la conduttività;
- Analisi fluidodinamiche;
- Analisi armoniche o transienti: dove si va a studiare la risposta temporale del nostro sistema;
- Analisi elettromagnetiche;
- Analisi di ottimizzazione: ci permette di ottimizzare la struttura in funzione dei carichi e dei vincoli a cui è soggetta in funzione dell'obiettivo che si vuole raggiungere (minimizzazione della massa, del volume o della frequenza propria);
- Analisi non lineari: dovute a grandi spostamenti, ad elementi di contatto, caratteristiche non lineari del materiale.

5.3 Rilievo geometrico

"8.5.2 RILIEVO

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costitutivi, 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 presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno essere altresì rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno." (NTC2018)

La chiesa è costituita da un unico fabbricato dal quale si elevano il tiburio a pianta ottagonale, il campanile e il corpo della facciata [Piante e prospetti Fig83-84-85]. La pianta ha forma trapezoidale isoscele con lunghezza media di 16 m e altezza di 6 m. Il fronte è organizzato su due piani sovrapposti e diviso da quattro paraste in tre campate, la centrale delle quali è risaltata e culminante col frontone triangolare. Le paraste hanno basi e capitelli ionici in arenaria. L'ordine (piano) inferiore è inglobato nella pianta trapezoidale, mentre l'ordine superiore si eleva, in adiacenza al tiburio, rispetto alla copertura degli altari laterali per un'altezza massima di circa 23 m. Il tiburio che si eleva sull'aula per oltre 8 m rispetto alla cornice interna è caratterizzato dalla presenza di quattro finestroni, in corrispondenza degli altari laterali. La parete esterna è realizzata in laterizio e si possono vedere murature differenti per qualità e dimensioni dei mattoni. Il corpo di facciata presenta al suo interno tre orizzontamenti [Fig.82]:

- Il primo a + 6.6 m dal calpestio dell'aula, costituito da volte a botte;
- Il secondo a + 12 m dal calpestio dell'aula;
- Il terzo a + 17 m, ovvero alla quota dell'orologio.

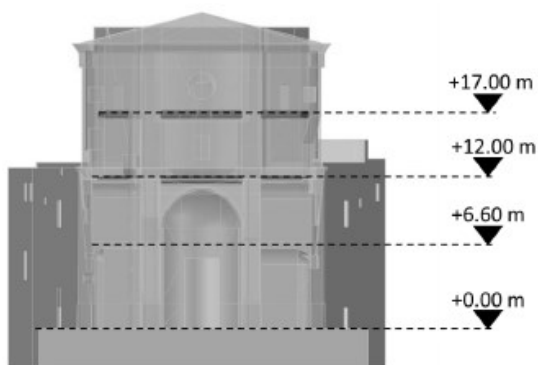


Figura 82 Quota orizzontamenti corpo di facciata

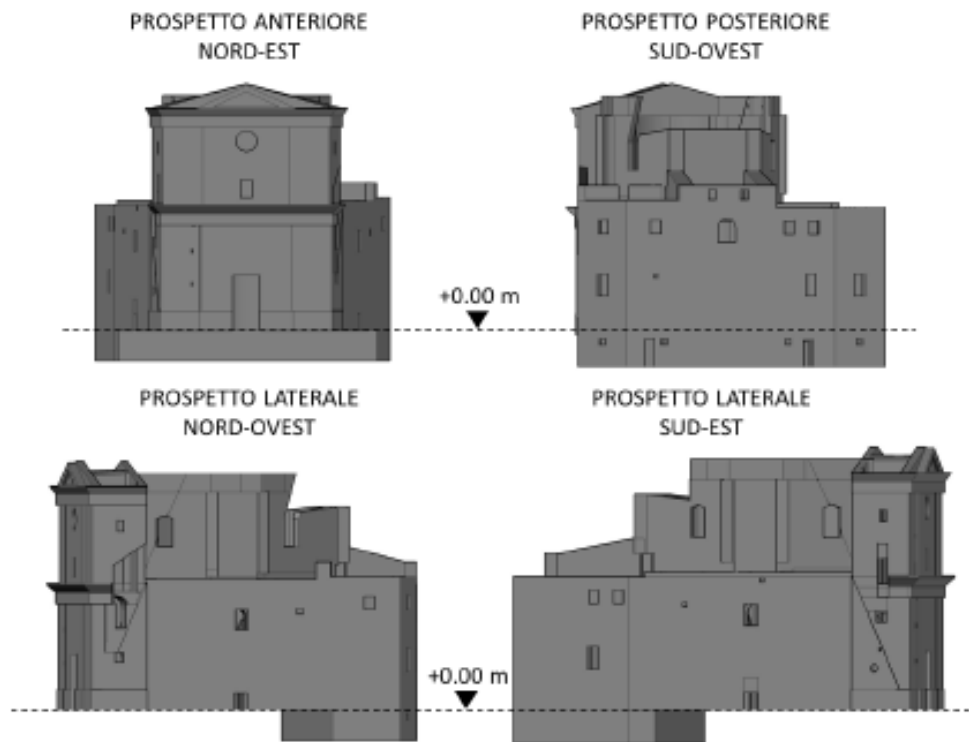


Figura 83 Prospetti

Il portale e l'architrave poggiano su due stipiti; il timpano e qualche altra decorazione sono sempre in pietra arenaria. L'aula interna ha pianta ellittica, con asse maggiore di 28 m sull'ingresso e sull'altare con un profondo presbiterio absidato. Nel locale si aprono quattro cappelle che lasciano il pieno murario nell'asse minore, di lunghezza 15 m. L'aula è spartita da paraste composite sorreggenti un'alta trabeazione sulla quale si imposta il catino della cupola. Due locali fiancheggiano l'ingresso, il battistero a sinistra e la cappella del Crocifisso a destra, mentre ai lati dell'abside sono posti l'oratorio della Confraternita e la sagrestia dalla quale si accede all'edicola della Vergine.

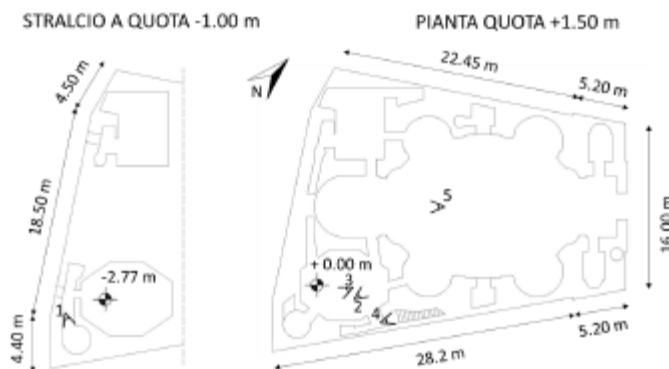


Figura 84 Planimetria a -1.00 m a sinistra, a + 1.50 m a destra

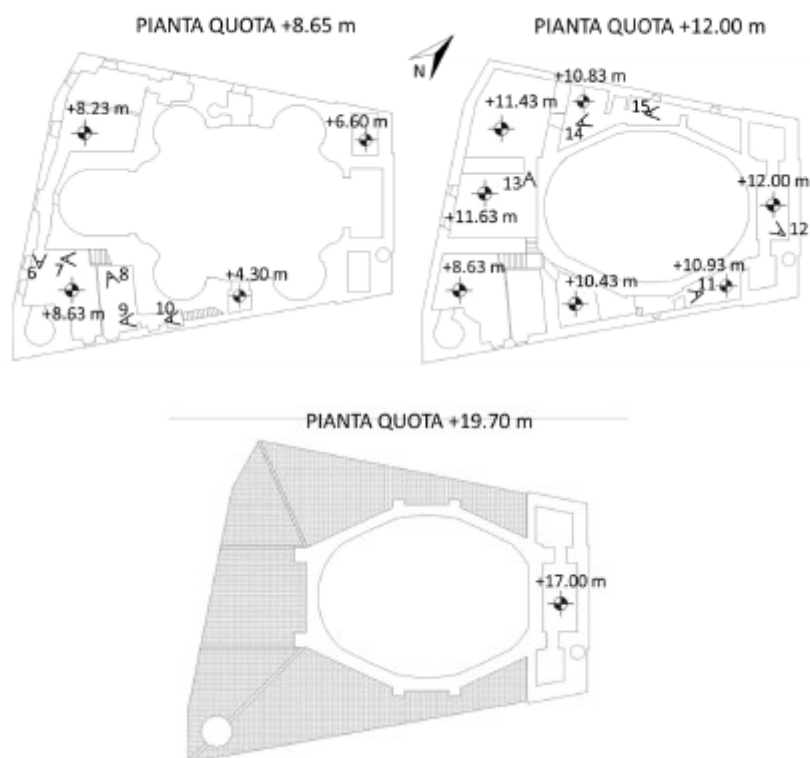


Figura 85 Planimetria a +8.65 m, a +12.00 m

Dalla sacrestia è possibile accedere a una scala a chiocciola in pietra, sotto il campanile, con la quale si arriva all'appartamento privato del sacerdote a + 8.65 m dal piano di calpestio (al piano superiore), nella porzione posteriore della chiesa. La scala arriva a -2.7 m dove è situata un'entrata posteriore. È possibile raggiungere tale appartamento anche tramite un ascensore dalla sacrestia. Il locale si sviluppa su due piani. Nel primo piano si trovano la cucina e il soggiorno, dal quale si arriva alla zona notte (tramite un passaggio dietro l'abside) e al piano superiore, che comprende altre camere da letto e servizi igienici. Tramite un passaggio che va che passa per la cucina si può arrivare alla seconda elevazione della facciata, a 12 m. Analogamente dalla parte opposta della chiesa, si arriva alla stessa quota della facciata passando dal secondo piano dell'appartamento, ma il passaggio è senza uscita. A causa della mancanza di alcune informazioni non è stato possibile la ricostruzione fedele di tutta la chiesa, lasciando spazio a ipotesi su alcune sue parti inaccessibili, basate sull'ultimo progetto di recupero.

Le seguenti immagini mostrano come appare internamente la chiesa [Fig.86]:





Figura 86 immagini interne della Chiesa

Si riportano i modelli 3D della chiesa e degli spazi vuoti che essa contiene [Fig. 87 e 88]. Quest'ultima rappresentazione è stata ottenuta sottraendo le varie parti della struttura al modello 3D pieno.

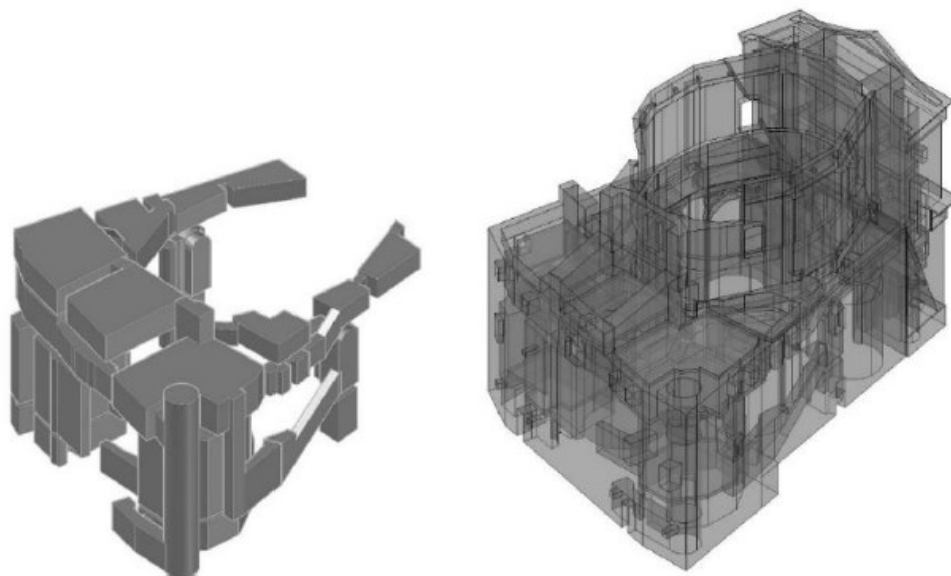


Figura 87 Volumi pieni e struttura con i volumi tolti

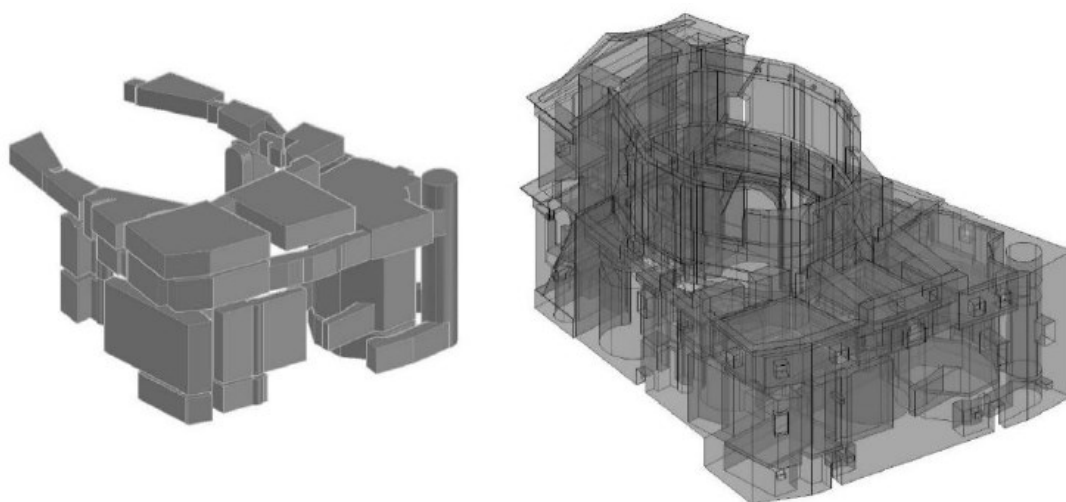


Figura 88 Volumi pieni e struttura con i volumi tolti

5.4 Rilievo materico

“8.5.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla 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 costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l’impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell’entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n.7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l’esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all’articolo 59 del DPR 380/2001.

C8.5.3.1 Costruzioni di muratura

La misura diretta delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante l'esecuzione di prove in situ su porzioni di muratura, o di prove in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ ove questo sia possibile; le prove possono essere di compressione e di taglio, scelte in relazione alla tipologia di muratura e al criterio di resistenza adottato per l'analisi; le modalità di prova e la relativa interpretazione dei risultati devono seguire procedure di riconosciuta validità. Ulteriori informazioni si possono desumere da metodi di prova non distruttivi, utili anche ad estendere all'intero edificio i risultati ottenuti a livello locale con prove distruttive o mediamente distruttive. La tabella C8.5.1 riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici, identificati attraverso il rilievo degli aspetti costruttivi (§C8.5.2.1) e relativi, con l'eccezione dell'ultima riga, a precise condizioni: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione f_m stimabile tra 0.7 e 1.5 N/mm²), assenza di ricorsi (listature), parametri semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte, muratura non consolidata. Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione f_m stimabile inferiore a 0.7 N/mm²) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici. I parametri indicati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche nei riguardi delle azioni sismiche. La resistenza a compressione è utilizzata anche per le verifiche nei riguardi delle azioni non sismiche, a patto di considerare anche l'eventuale possibilità di fenomeni di instabilità locale, associati ad un insufficiente collegamento tra i paramenti.

Tipologia di muratura	f	τ_v	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 89 Tab. C8.5.1

I dati riportati nella Tabella C8.5.1 fanno riferimento, ad eccezione dell'ultima riga, a una muratura costituita da due paramenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significativamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi è preventivamente necessario valutare se la muratura ha caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato. I muri realizzati con due paramenti semplicemente accostati o con riempimenti "a sacco" di scadenti caratteristiche meccaniche presentano un elevato rischio di instabilità, che può essere accentuato dalla presenza di orizzontamenti appoggiati solo su uno dei paramenti e dall'assenza di efficaci ancoraggi tra i solai e i paramenti esterni dei muri. Il rischio di instabilità maggiore nei muri in pietrame, è presente anche

nei casi di pietre squadrate sulle superfici esterne. Nel caso non sussistano rischi di instabilità dei singoli paramenti si potrà considerare il muro come composto da due pareti tra loro semplicemente accostate, ciascuna di spessore pari alla sezione efficace. Dopo avere esclusa la possibilità di distacco tra i paramenti, nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti, e in particolare se scadente, è opportuno ridurre i parametri di resistenza e deformabilità propri dei paramenti esterni. Nel caso di nucleo interno di spessore consistente, le proprietà meccaniche equivalenti della muratura, da attribuire all'intero spessore della parete, sono da ottenersi a partire da quelle dei paramenti (Tabella C8.5.I, eventualmente modificata dai coefficienti della Tabella C8.5.II) e del nucleo attraverso valutazioni opportune. Nel caso particolare di nucleo interno di caratteristiche meccaniche trascurabili, le proprietà equivalenti del pannello murari possono essere ottenute, cautelativamente e in via semplificata, trascurando lo spessore del nucleo.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrate	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (***)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Figura 90 Tab C8.5.II

In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti con il procedimento suddetto applicando gli ulteriori coefficienti indicati in Tabella C8.5.II, in base alle tecniche di consolidamento previste, secondo le modalità di seguito illustrate. *Bel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento, i coefficienti possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella.*" (NTC2018)

5.4.1 Murature

La facciata della chiesa è resa omogenea da un rivestimento esterno in laterizio. Sono stati fatti degli esami esclusivamente visivi, senza prove meccaniche in situ o in laboratorio. È stato quindi possibile distinguere diversi tipi di murature, che rispecchiano gli accorpamenti e le modifiche subiti dalla struttura negli anni. Le varie parti della struttura differiscono per materiale (pietra arenaria e pietra dura) e per forma, ma ad ogni muratura è stato attribuito un peso specifico di 19 kN/m³ [Fig.91]

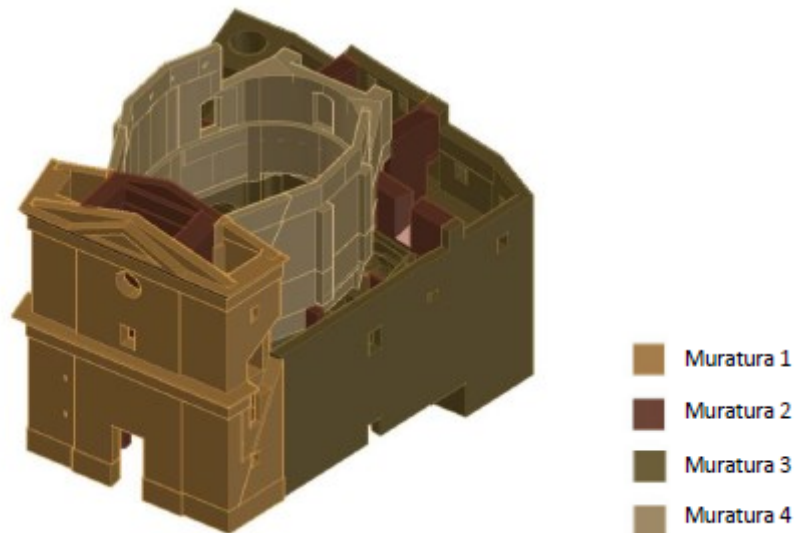


Figura 91 Tipologie di materiali presenti

I moduli elastici delle varie murature sono stati stabiliti con l'ausilio della tabella C8.5.1. Per le murature 2 e 3 sono stati presi direttamente i valori medi, in quanto appartenevano a una categoria in tabella. Per le altre murature invece, dato che sono composte da due paramenti con l'eventuale presenza di nucleo interno, è stato preso il valore medio tra i due paramenti ed è stata calcolata nuovamente la media tra i due. Nel caso della presenza di nucleo interno il modulo elastico è moltiplicato per 0.8.

5.4.1.1 Muratura 1

Muratura a sacco, composta da un paramento esterno di mattoni in laterizio di spessore 1 o 2 teste e un paramento interno a conci sbozzati, con riempimento caotico. Questa muratura è presente nel corpo di facciata esterno [Fig.92-93]. Il riempimento a sacco la rende di cattiva qualità, in quanto incoerente, composto da malta e materiale di scarto, tra cui i coppi in laterizio usati in copertura. Da notare come il paramento esterno presenti dei distacchi a causa della mancata connessione con il paramento interno.

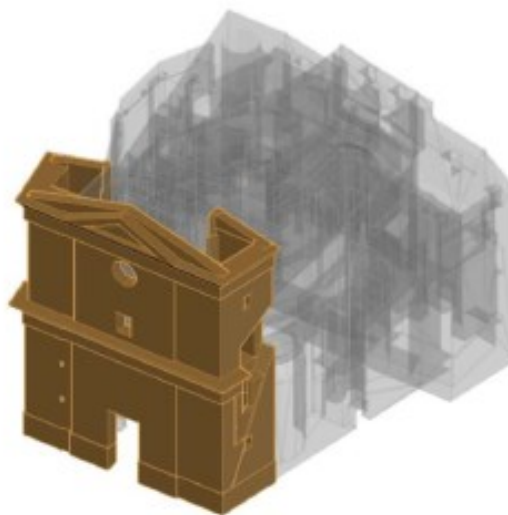


Figura 92 Muratura 1

Paramenti	E [N/mm ²] min-max	E [N/mm ²] valore medio	E1 [N/mm ²] valore medio*0.8
Muratura in mattoni pieni in laterizio e malta di calce	1200-1800	1500	1092
Muratura a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	1020-1440	1230	

Tabella 25 Modulo elastico 1



Figura 93 Foto muratura 1

5.4.1.2 Muratura 2

Muratura a conci sbozzati con parametri di spessore disomogeneo. Si trova nella parte interna del corpo di facciata [Fig.94-95].

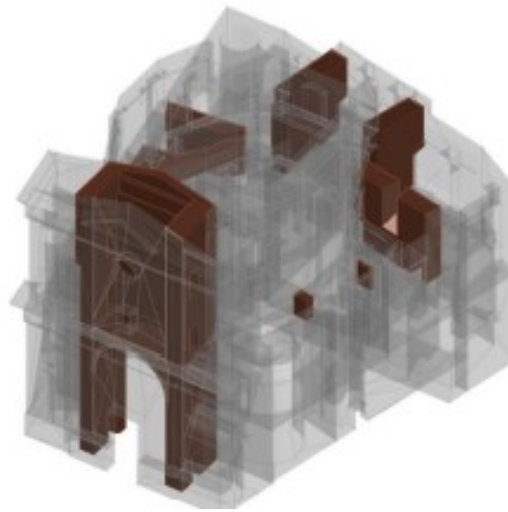


Figura 94 Muratura 2

Paramenti	E [N/mm ²] min-max	E2 [N/mm ²]
Muratura a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	1020-1440	1230

Tabella 26 Modulo elastico 2





Figura 95 Foto muratura 2

5.4.1.3 Muratura 3

Muratura con paramenti in laterizio con nucleo interno composto da conci sbozzati e riempimento caotico. È la tipologia del corpo della chiesa. Lo spessore è variabile, rimane costante il paramento esterno in laterizio che fa da rivestimento [Figura 96].

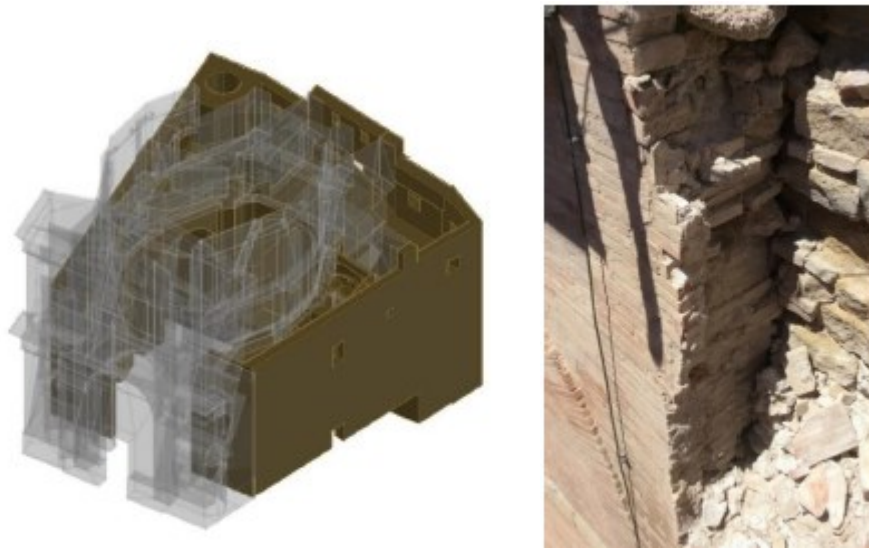


Figura 96 Muratura 3 e foto

Paramenti	E [N/mm ²] min-max	E [N/mm ²] valore medio	E3 [N/mm ²] valore medio *0.8
Mratura in mattoni pieni in laterizio e malta di calce	1200-1800	1500	1200

Tabella 27 Modulo elastico 3

5.4.1.4 Muratura 4

Muratura con paramento interno in laterizio (spessore di 1 testa) e paramento esterno in muratura a conci sbozzati con presenza di listature. Questo tipo di muratura va a costituire le pareti del tiburio, e le discontinuità che vi si riscontrano sono il frutto delle diverse modifiche apportate alla struttura. [Fig.97-98]

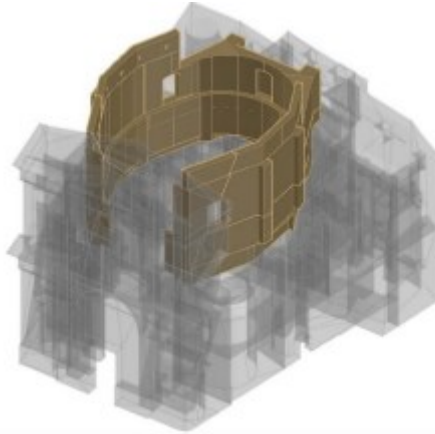


Figura 97 Muratura 4

Paramenti	E [N/mm ²] min-max	E [N/mm ²] valore medio	E4 [N/mm ²] valore medio
Muratura in mattoni pieni in laterizio e malta di calce	1200-1800	1500	1365
Muratura a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	1020-1440	1230	

Tabella 28 Modulo elastico 4



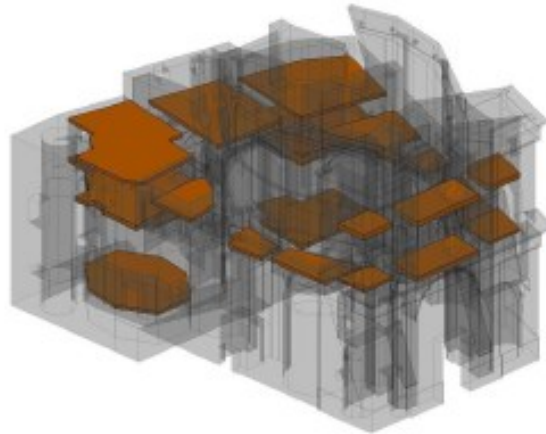


Figura 100 Distribuzione solai in legno nella Chiesa

Il materiale è stato assunto omogeneo e isotropo, con modulo elastico $E=600N/mm^2$ e un peso specifico di $800\text{ kg}/m^3$.

5.4.3 Copertura

La copertura del tiburio è a padiglione, sostenuta da 3 capriate in legno e 4 capriate in acciaio. Il calcolo delle masse si basa sulla tavola dell'ultimo intervento in copertura del 1997 di seguito riportata [Fig.101-102]. Il peso del legno è stato stimato $800\text{ kg}/m^3$. Il peso del manto di copertura è $510\text{ kg}/m^2$ come da progetto.

RELAZIONE TECNICA IN RIFERIMENTO ALLE DIRETTIVE TECNICHE DI CUI ALLA DELIBERAZIONE DELLA G.R. N° 78/99 PR/CBC DEL 18/1/1999 ALL.A/1. CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA

Forza sismica: $F=C \times R \times \epsilon \times \beta \times I \times W$

$R=1$

Camerino: $\epsilon=F_a=1.2$

$\beta=4$

$I=1.2$

$F=C \times 1 \times 1.2 \times 4 \times 1.2 \times W = C \times 5.76 \times W$

$\gamma_{\text{muratura}}=1600\text{ Kg}/m^3$

$\sigma_k=3\text{ Kg}/cm^2$

Carichi del tetto: stato attuale

Neve = $240\text{Kg}/mq$ (Camerino = 657m s.l.m. ; $Q_{sk}=160 + 300(657-200)/1000=$
 $=300\text{Kg}/mq$; per un coefficiente dato dalla pendenza delle falde di circa $16^\circ = 0.80$
otteniamo $300\text{Kg}/mq \times 0.80= 240\text{Kg}/mq$)

Orditura lignea= $30\text{Kg}/mq$

Pianelle= $60\text{Kg}/mq$

Coppi = $80\text{Kg}/mq$

Totale tetto= $240+30+60+80=410\text{Kg}/mq$

Stato futuro = Totale tetto $410\text{Kg}/mq + 100\text{Kg}/mq = 510\text{ Kg}/mq$ dovuto alla posa di soletta in malta cementizia e sovrapposizione di guaina adesivata sopra le pianelle del tetto.

Figura 101 Stralcio relazione tecnica, 1997

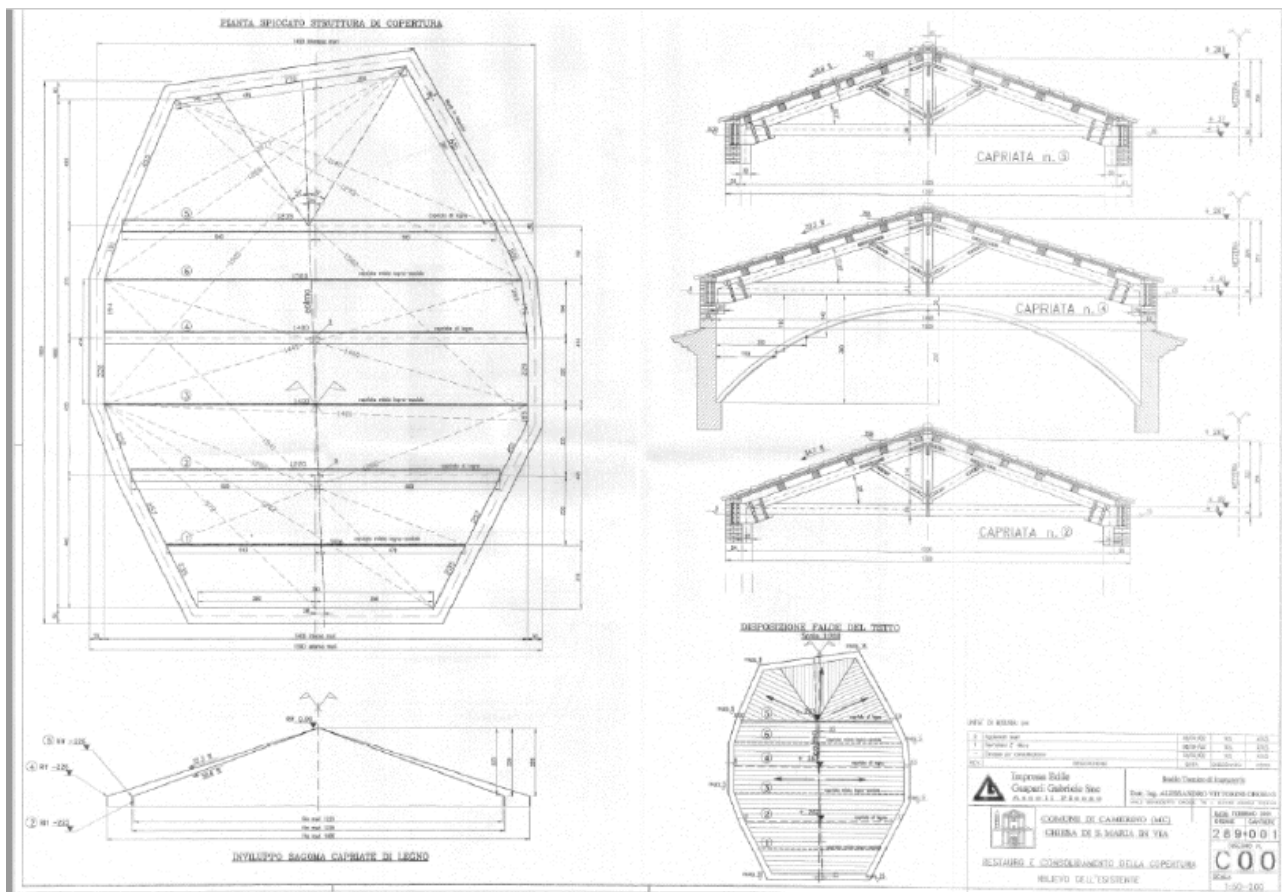


Figura 102 Tavola di progetto intervento capriate, 1997

Si riporta di seguito il calcolo delle masse concentrate in copertura forze concentrate agli appoggi usate nella fase di modellazione:

CALCOLO MASSE CAPRIATE IN LEGNO

CAPRIATA 1	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>l</i> (m)	γ (kg/m ³)	<i>kg</i>
Puntone	0.3	0.3	13.16	800	947.52
Monaco e saettoni	0.3	0.3	6.48	800	466.56
Tirante	0.36	0.36	13.37	800	1386.2
				TOT	2800.28
				TOT/2	1400.14

Tabella 30 Masse capriata 1

CAPRIATA 2	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>l</i> (m)	γ (kg/m ³)	<i>kg</i>
Puntone	0.3	0.3	14.66	800	1055.52
Monaco e saettoni	0.3	0.3	6.39	800	460.08
Tirante	0.41	0.41	15	800	2017.2
				TOT	3532.8
				TOT/2	1766.4

Tabella 31 Masse capriata 2

CAPRIATA 3	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>l</i> (m)	γ (kg/m ³)	<i>kg</i>	
Puntone	0.3	0.3	12.98	800	934.56	
Monaco e saettoni	0.3	0.3	6.42	800	462.24	
Tirante	0.36	0.36	13.29	800	1377.91	
					TOT	2774.71
					TOT/2	1387.35

Tabella 32 Masse capriata 3

CALCOLO MASSE CAPRIATE IN ACCIAIO

CAPRIATA 4	<i>l</i> (m)	<i>peso</i> (kg/m)	<i>kg</i>	
HEA180	13.36	35.5	467.18	
HEA120	13.37	19.9	266.06	
HEA100	6.48	16.7	108.22	
			TOT	841.46
			TOT/2	420.73

Tabella 33 Masse capriata 4

CAPRIATA 5	<i>l</i> (m)	<i>peso</i> (kg/m)	<i>kg</i>	
HEA180	15.32	35.5	543.93	
HEA120	14.02	19.9	278.92	
HEA100	9.93	16.7	165.90	
			TOT	988.75
			TOT/2	494.37

Tabella 34 Masse capriata 5

CAPRIATA 6	<i>l</i> (m)	<i>peso</i> (kg/m)	<i>kg</i>	
HEA180	15.32	35.5	543.93	
HEA120	14.02	19.9	278.92	
HEA100	9.93	16.7	165.90	
			TOT	988.75
			TOT/2	494.37

Tabella 35 Masse capriata 6

CAPRIATA 7	<i>l</i> (m)	<i>peso</i> (kg/m)	<i>kg</i>	
HEA180	13.43	35.5	467.62	
HEA120	12.22	19.9	243.10	
HEA100	8.966	16.7	149.73	
			TOT	869.45
			TOT/2	434.73

Tabella 36 Masse capriata 7

CALCOLO FORZE PUNTUALI AGLI APPOGGI

Le forze puntuali vengono calcolate con un approccio semplificato, considerando un interasse di 2.4 m e sommando il contributo del peso proprio della capriata con il peso puntuale della copertura. Per le capriate 1 e 4 si considera un unico punto d'appoggio in quanto sono affiancate, sommando i pesi propri [Fig.103].

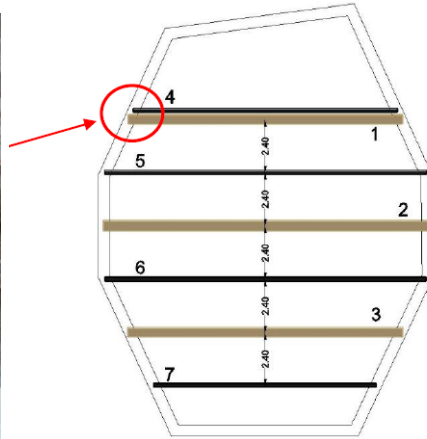


Figura 103 Identificazione in pianta capriate in legno e in acciaio

$$1+4 \rightarrow [(510 \times 2.40) \times 13.37] / 2 + 1400.14 + 420.73 = 10003 \text{ Kg} = \mathbf{98.1 \text{ KN}}$$

$$2 \rightarrow [(510 \times 2.40) \times 1.5] / 2 + 1766.4 = 10946 \text{ Kg} = \mathbf{107.34 \text{ KN}}$$

$$3 \rightarrow [(510 \times 2.40) \times 13.29] / 2 + 1387.35 = 9520.8 \text{ Kg} = \mathbf{95.37 \text{ KN}}$$

$$5 \rightarrow [(510 \times 2.40) \times 14.02] / 2 + 494.37 = 9074.6 \text{ Kg} = \mathbf{88.99 \text{ KN}}$$

$$6 \rightarrow [(510 \times 2.40) \times 14.02] / 2 + 494.37 = 9074.6 \text{ Kg} = \mathbf{88.99 \text{ KN}}$$

$$7 \rightarrow [(510 \times 2.40) \times 12.22] / 2 + 434.73 = 7913.4 \text{ Kg} = \mathbf{77.6 \text{ KN}}$$

5.4.4 Regioni ripristinate

Alcune parti della chiesa, come le murature e la parte del tiburio che sono crollate in seguito agli ultimi eventi sismici, sono state messe in sicurezza con strutture reticolari in tubi di acciaio [Fig.104]. Questi interventi potrebbero influire sulla dinamica dell'edificio, quindi la loro presenza è stata simulata nella modellazione, attribuendo alle zone ripristinate un modulo elastico maggiore rispetto a quello della muratura, pari a 1500 N/mm^2 e un peso di 1000 Kg/m^3 .

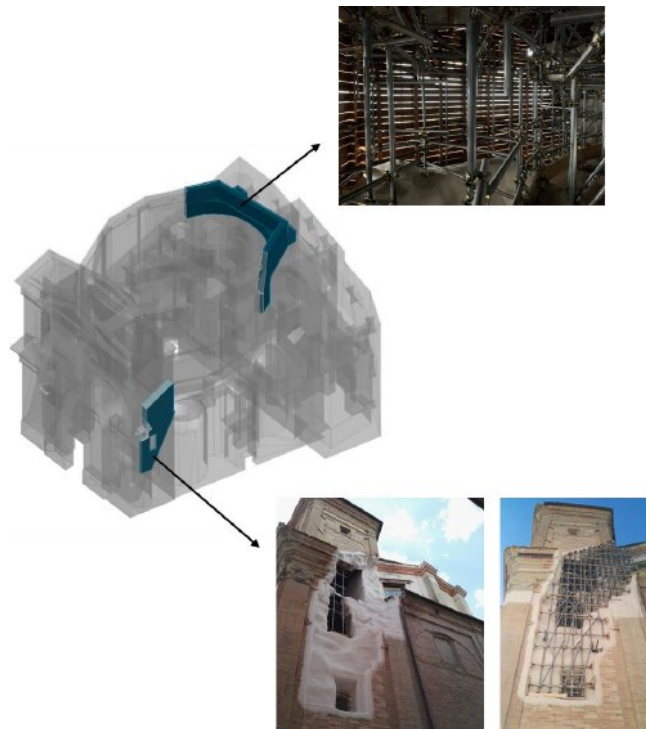


Figura 104 Identificazione regioni ripristinate con relative foto

5.5 FASE 1: Modellazione della Chiesa

Il modello di partenza è stato sviluppato tramite Autocad 3D, per poi essere importato e meshato in Ansys Workbench. In Ansys è stata eseguita un'operazione preliminare di correzione dei difetti del modello CAD. Le ipotesi nella modellazione sono le seguenti:

- La copertura è stata considerata in termini di massa e non in termini di rigidezza;
- A seguito degli interventi successivi al terremoto del '97 la soletta dei solai in legno è ipotizzata collaborante, quindi gli orizzontamenti sono stati modellati come elementi shell con uno spessore equivalente di 30 cm;
- I materiali sono considerati omogenei e isotropi con comportamento elastico lineare;
- Come già detto in precedenza, la caratterizzazione delle murature è stata fatta solo tramite un esame visivo senza prove meccaniche. Infatti ci sono delle incertezze relative alle caratteristiche elastiche, i cui valori sono stati presi dalle medie dei valori suggeriti dalle NTC 2018.
- In seguito all'esame visivo in fase di rilievo, la chiesa è stata divisa in vari blocchi in base al tipo di muratura che lo costituisce. In questo modo la generazione della mesh è facilitata poiché il modello risulta semplificato e più regolare;
- I nodi alla base sono incastrati a terra.

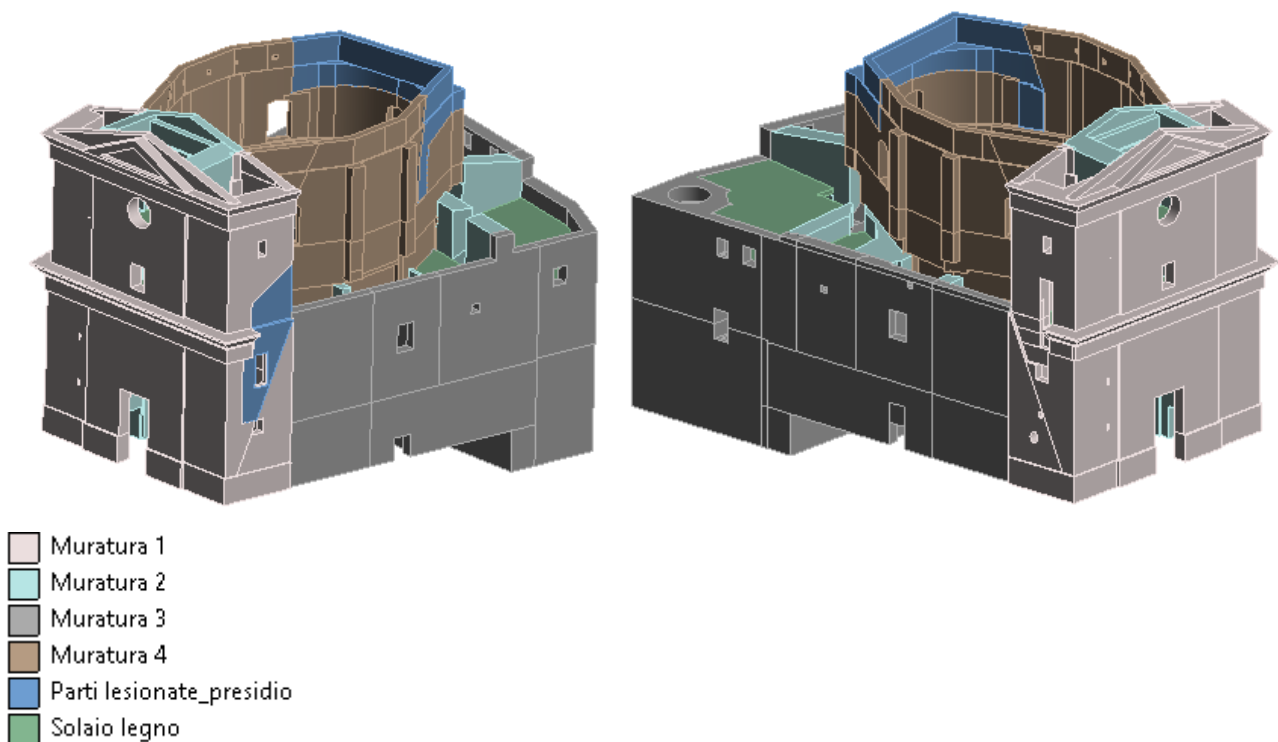


Figura 105 Materiali impostati nel modello

Come si nota in [Fig.105], sono stati impostati nel programma sei materiali, uno per il solaio in legno, uno per le parti ripristinate, e i restanti per i diversi tipi di muratura:

- Modulo elastico muratura 1 con modulo elastico E1;
- Modulo elastico muratura 2 con modulo elastico E2;
- Modulo elastico muratura 3 con modulo elastico E3;
- Modulo elastico muratura 4 con modulo elastico E4;
- Modulo elastico regioni ripristinate con modulo elastico E5;
- Modulo elastico solaio in legno con modulo elastico E6.

5.6 FASE 2: Modellazione del presidio

5.6.1 Step 1: Importare il modello da Autocad a Ansys Workbench

Analogamente alla chiesa, anche il presidio in acciaio da Autocad 3D è stato importato su Ansys Workbench [Fig.106]. Le aste della reticolare risultano così svincolate. Il lavoro quindi inizialmente volge a inserire correttamente i vincoli tra gli elementi del presidio, in modo da eseguire correttamente la sua analisi modale senza la chiesa.

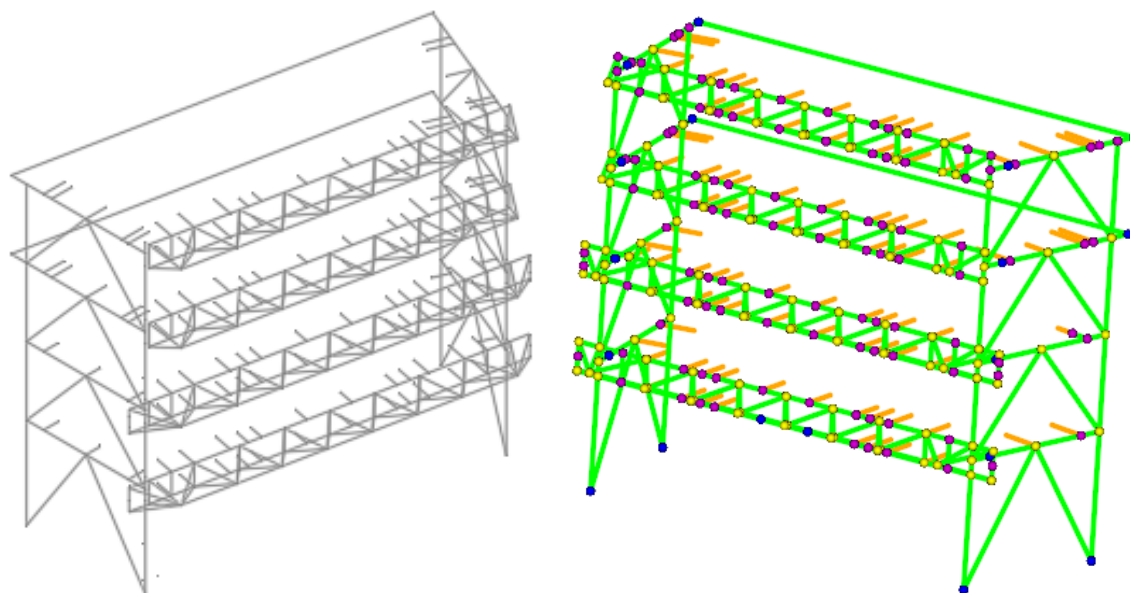


Figura 106 Presidio su Autocad (sinistra) e su Ansys (destra)

5.6.2 Step 2: Assegnare le sezioni

Per assegnare le sezioni alla struttura reticolare è stato utile riferirsi alle tavole progettuali elaborate dall'Università di Camerino. In questa fase è stato usato SpaceClaim, l'interfaccia grafica di cui Ansys Workbench dispone. I controventi laterali contengono HEB 300 e HEB 400, reperibili nella libreria del programma (*prepare>profiles>standard library>Eurocode*) [Fig.107-108]. Le due catene sono $\Phi 26$. La struttura nella facciata verticale è composta da tubolari circolari: $\Phi 101.6/4.5$ - $\Phi 168.3/12$ - $\Phi 168.3/8$. Le funi sono presenti in due ordini e ciascun ordine contiene due funi a trefolo $\Phi 26$, quindi per semplicità non sono state modellate singolarmente, ma solamente due elementi di sezione doppia ($\Phi 52$). Le aste che collegano il presidio alla chiesa sono HEA 160. I montanti sono HEA 200.

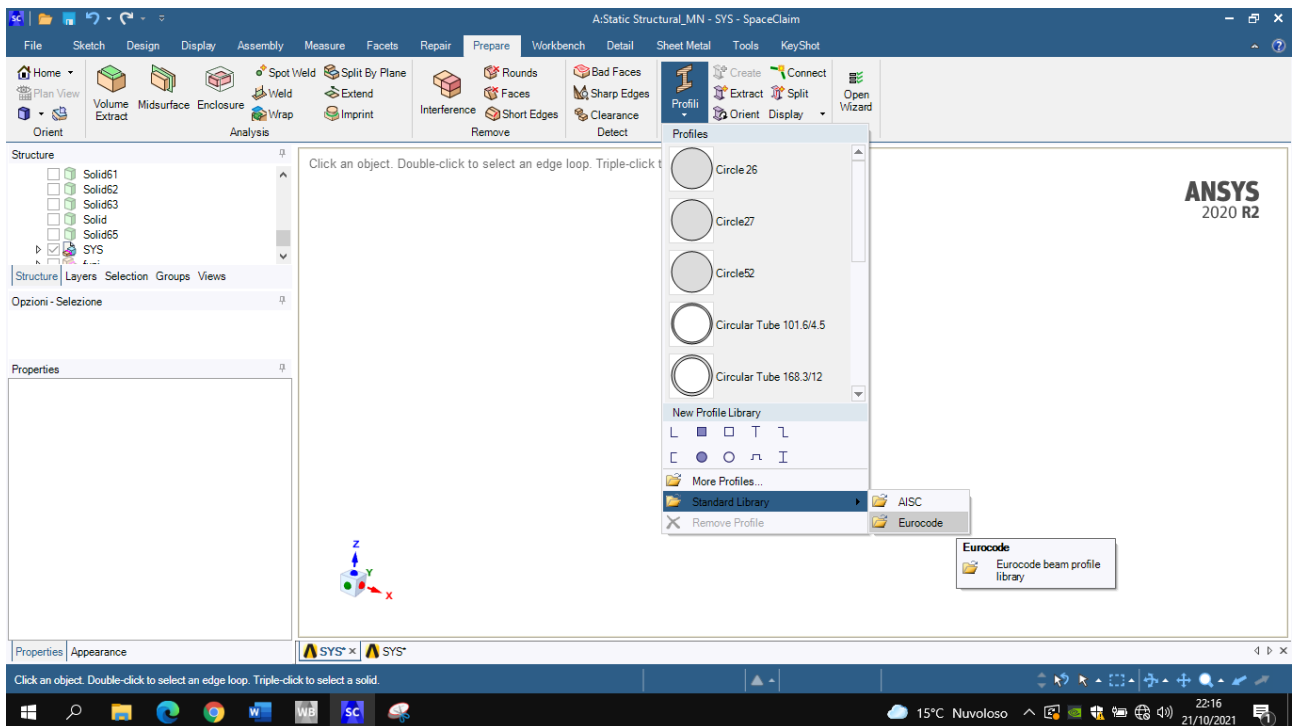


Figura 107

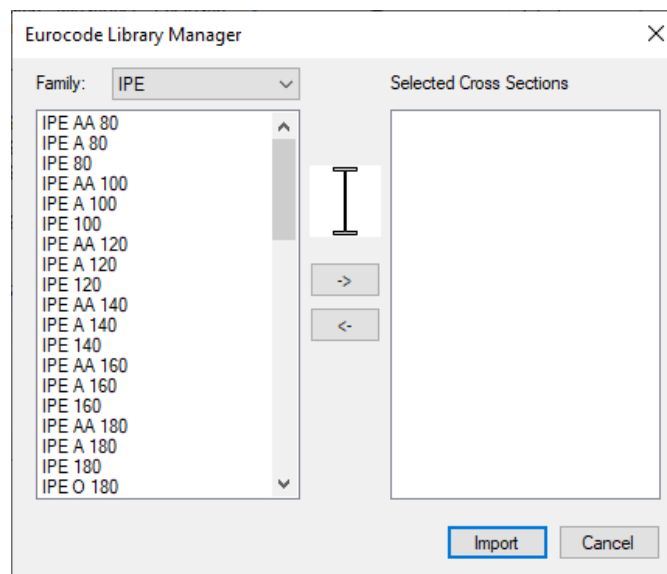


Figura 108 Profili disponibili nella libreria

Se da una parte le HE già appartengono alla libreria standard, per le sezioni circolari e per i tubolari è stato necessario creare dei nuovi profili (*prepare>profili>new profile library*), scegliendo tra le varie tipologie proposte (circolare, tubolare, T, C...). Successivamente è necessario assegnare le dimensioni del raggio (se si tratta di una sezione circolare) o del raggio interno e del raggio esterno (se si tratta di una sezione tubolare). (*click destro sul profilo> edit beam profile*) [Fig.109-110]

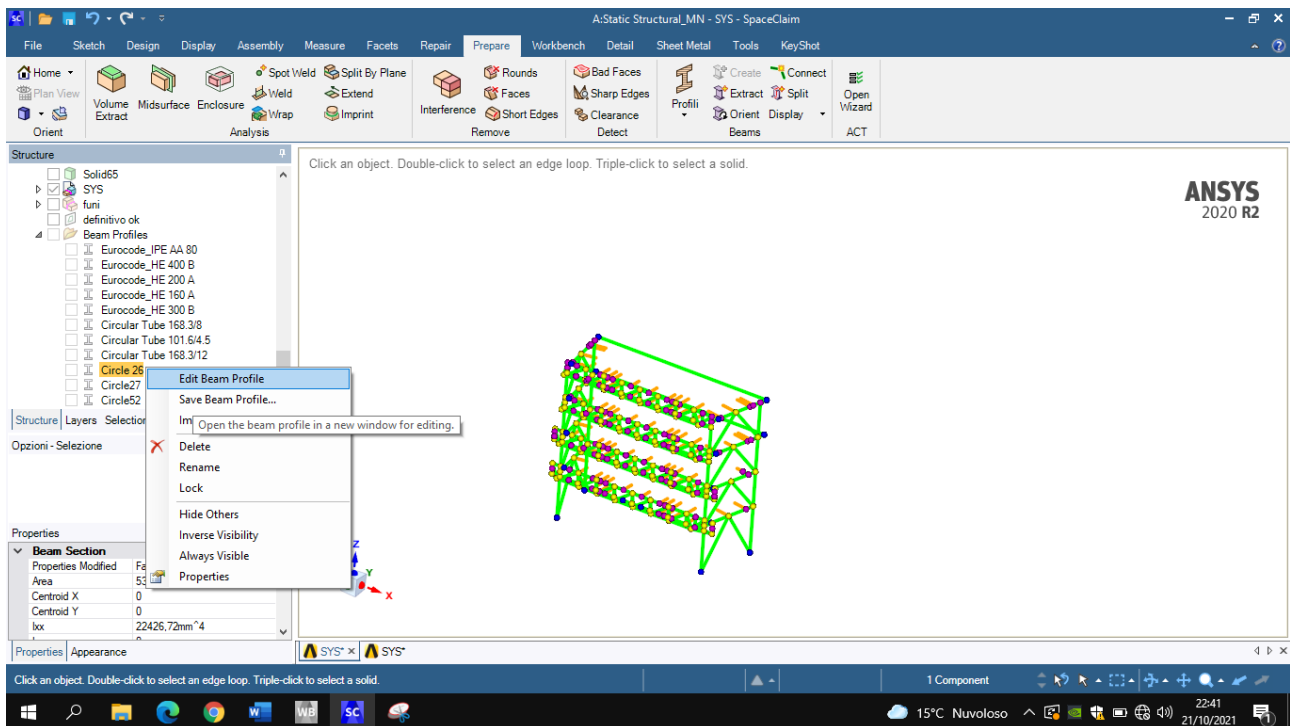


Figura 109

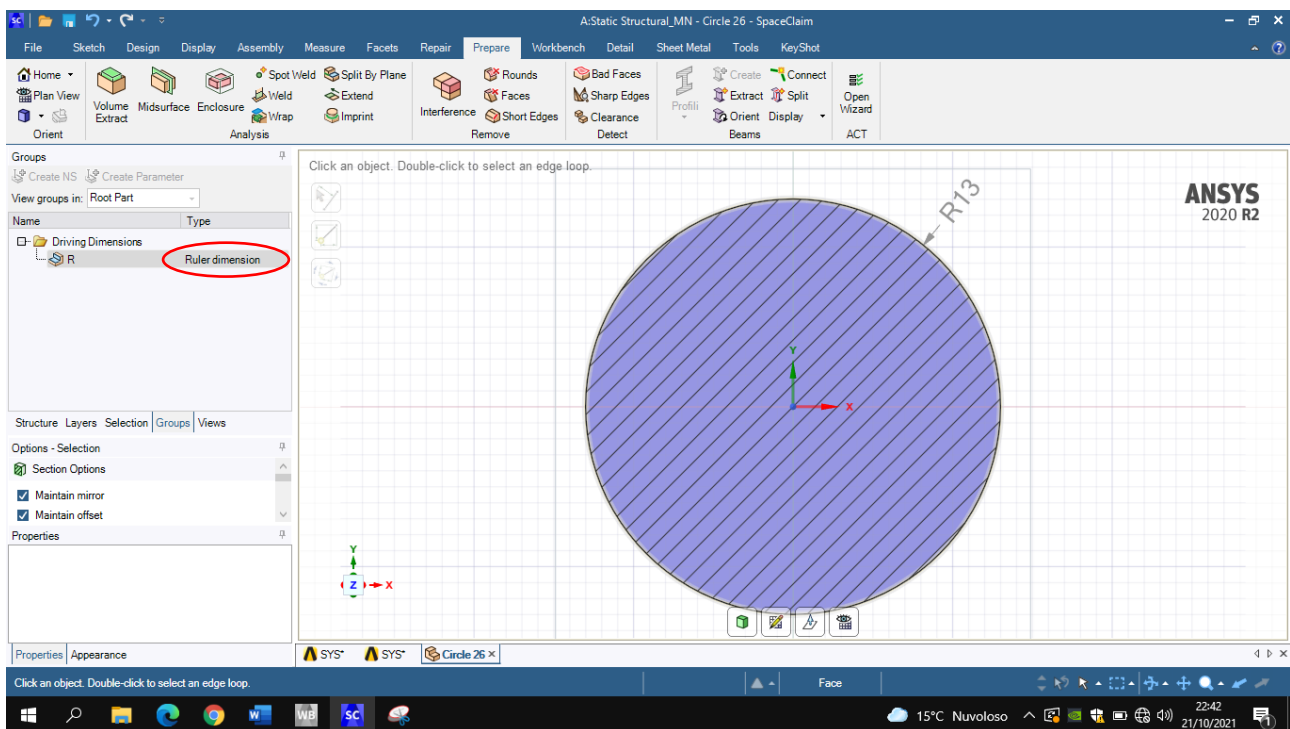


Figura 110

5.6.3 Step 3: Vincolare le aste tra di loro

Importare il modello da Autocad non è stato sufficiente per quanto riguarda i vincoli. Infatti, lanciando per prova la semplice analisi della struttura in acciaio, il software non era in grado di dare dei risultati in termini di frequenze, periodi e modi di vibrare perché le aste non risultavano collaborare tra di loro, sebbene fossero state correttamente vincolate a terra. Vedendo su Youtube un video su come utilizzare lo SpaceClaim per

disegnare una semplice trave reticolare si è giunti a una soluzione usando lo stesso metodo. Le varie aste risultano raggruppate in base al loro profilo, ma tutti i vari gruppi sono stati fatti convergere nella categoria "PRESIDIO". Impostando "Merge" nelle proprietà di ogni gruppo e di "PRESIDIO" è stato possibile vincolare correttamente gli elementi, sia all'interno della stessa categoria ma anche di categorie diverse [Fig.111].

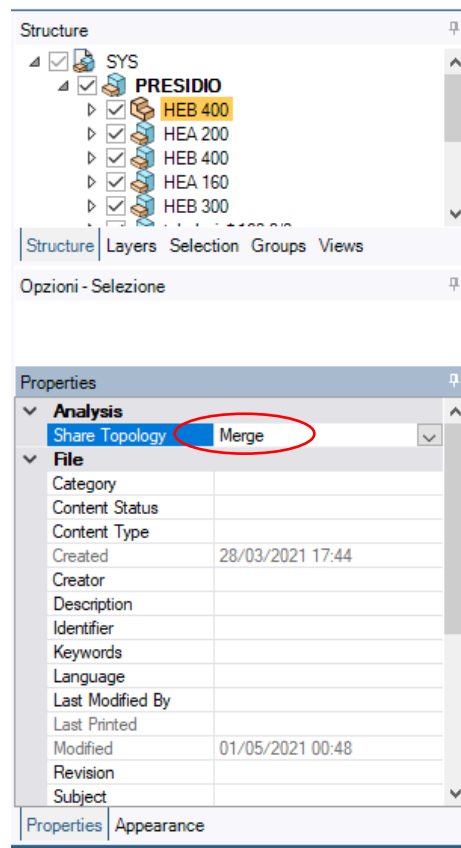


Figura 111 Impostazione "Merge"

5.6.4 Step 4: Assegnare il materiale

Al presidio è stato assegnato lo *Structural Steel*, già presente nella libreria del programma, ma da aggiungere alla lista dei materiali da usare. Nella schermata iniziale che compare quando si apre il programma, si clicca su "Engineering Data" [Fig.112]

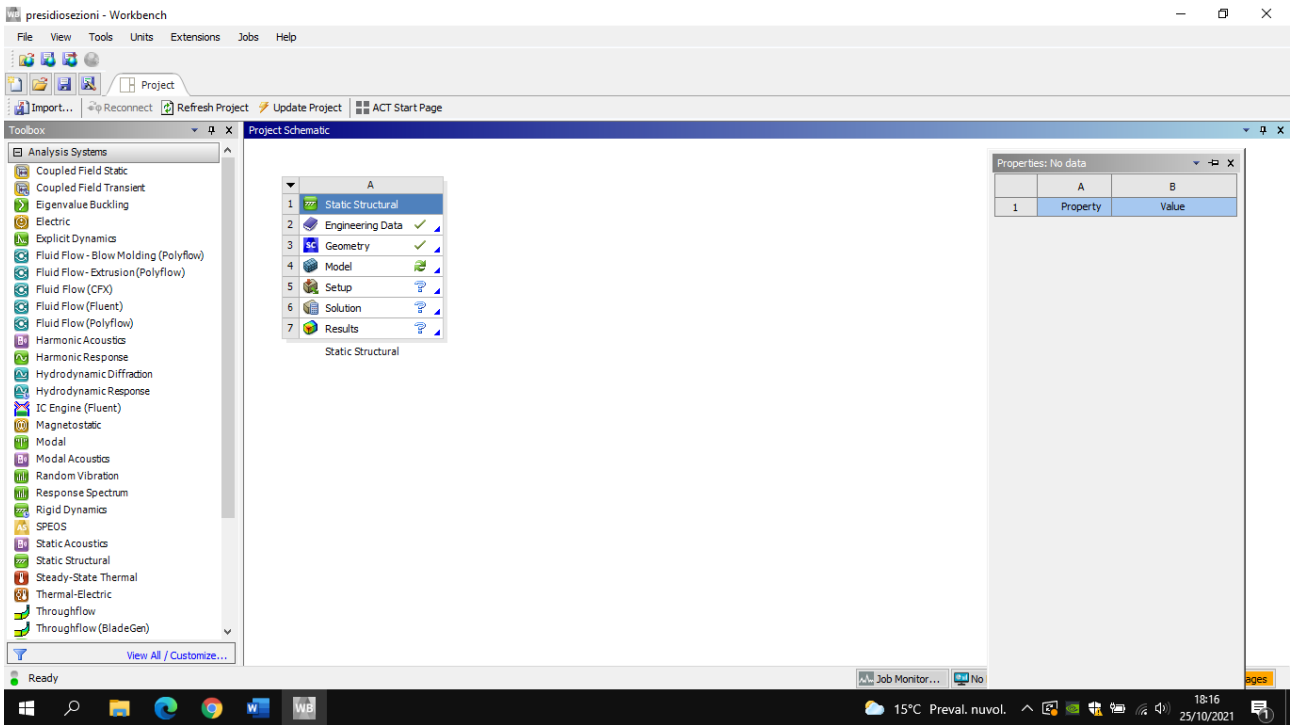


Figura 112 Engineering Data

Successivamente si clicca su “Engineering data sources” [Fig.113].

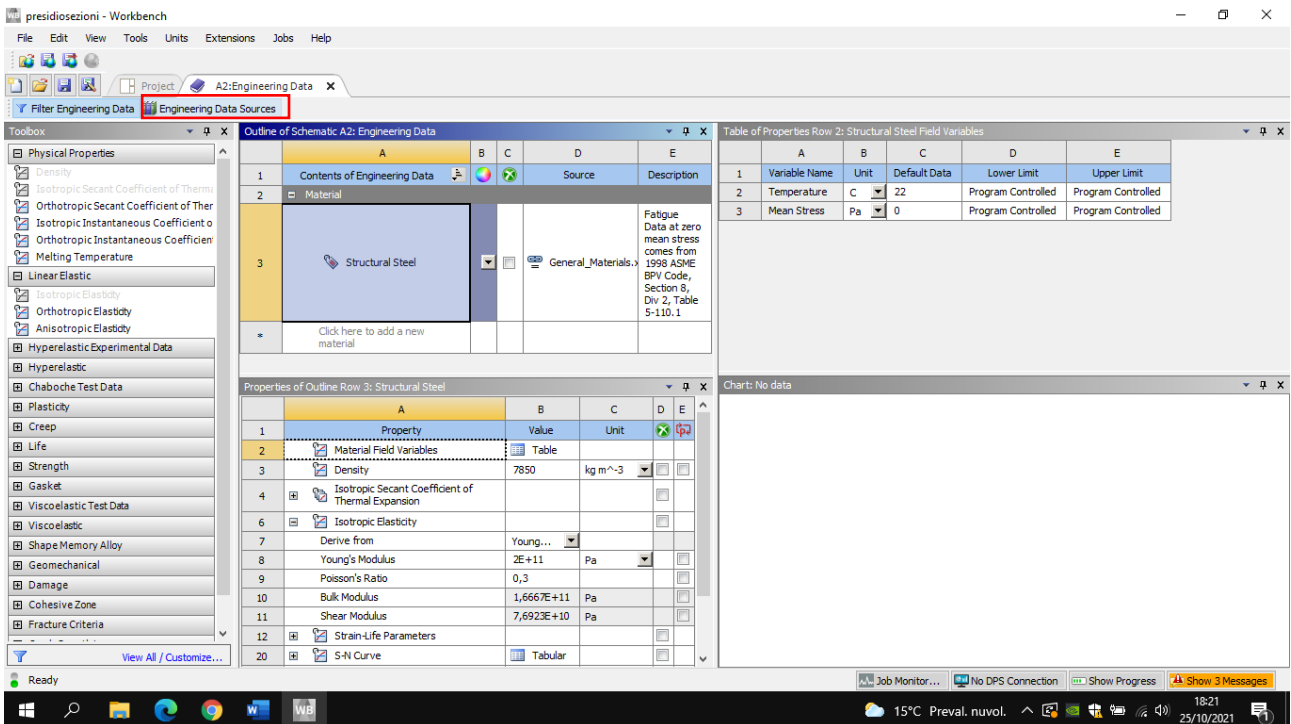



Figura 113 Engineering Data Sources

Nella schermata che compare, è possibile aggiungere lo “Structural Steel” ai materiali da assegnare al modello cliccando su add  [Fig.114].

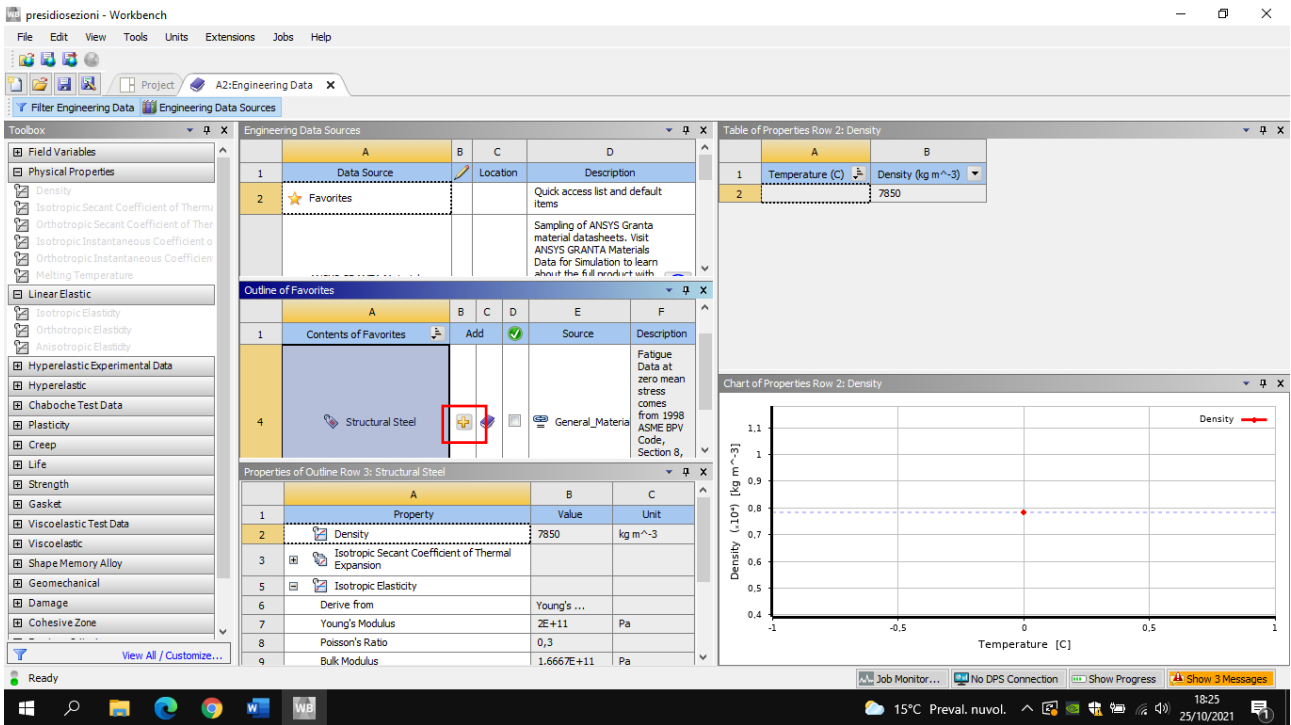


Figura 114 Aggiunta dello "Structural Steel"

Dopo questi passaggi lo Structural Steel compare tra i materiali da utilizzare, ma bisogna impostare il modulo elastico di progetto a 2.1×10^{11} Pa [Fig.115].

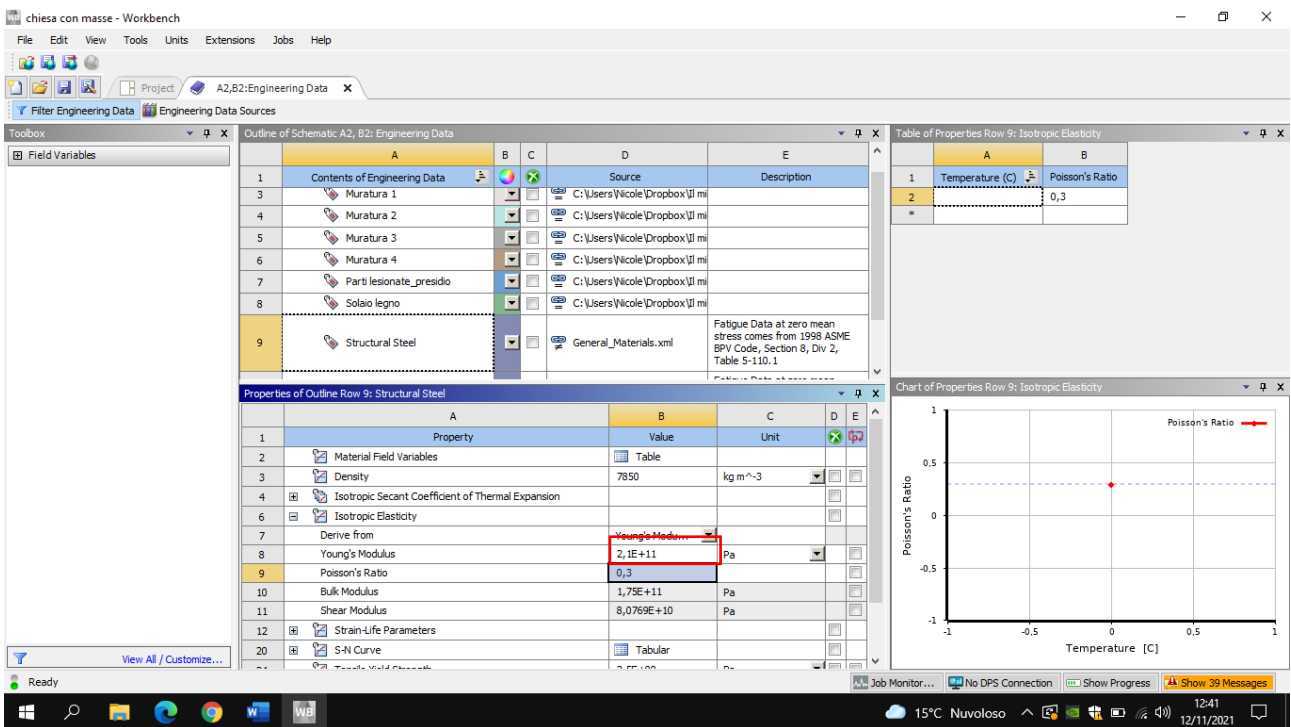


Figura 115 Impostazioni delle proprietà del materiale

Lo step successivo è l'assegnazione dell'acciaio al presidio, utilizzando Mechanical. Si clicca a sinistra per aprire il menù a tendina di *Materials* per vedere tutti i materiali impostati. Si fa click destro su *Materials>Insert>Material Assignment* [Fig.116-117].

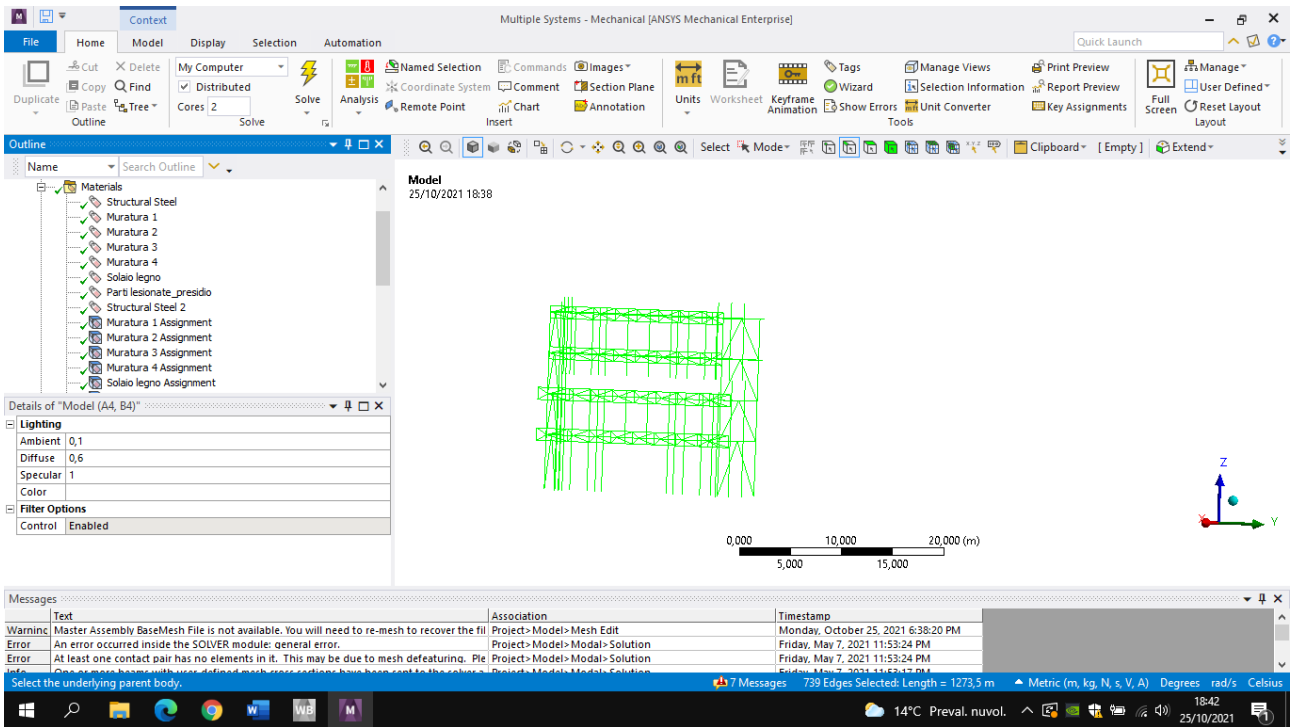


Figura 116

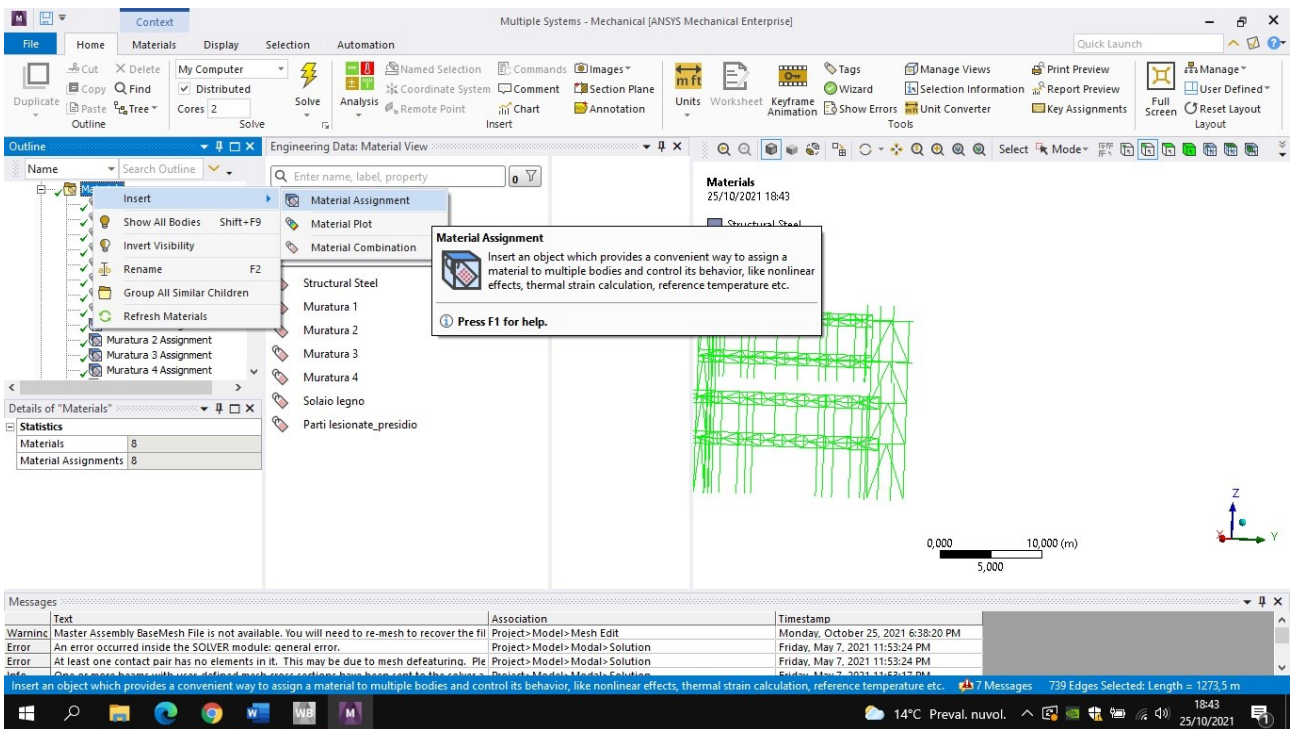


Figura 117 Material assignment

Nei details del material assignment, la *geometry* si imposta selezionando il presidio, poi nel *material name* si mette lo “Structural Steel” [Fig.118].

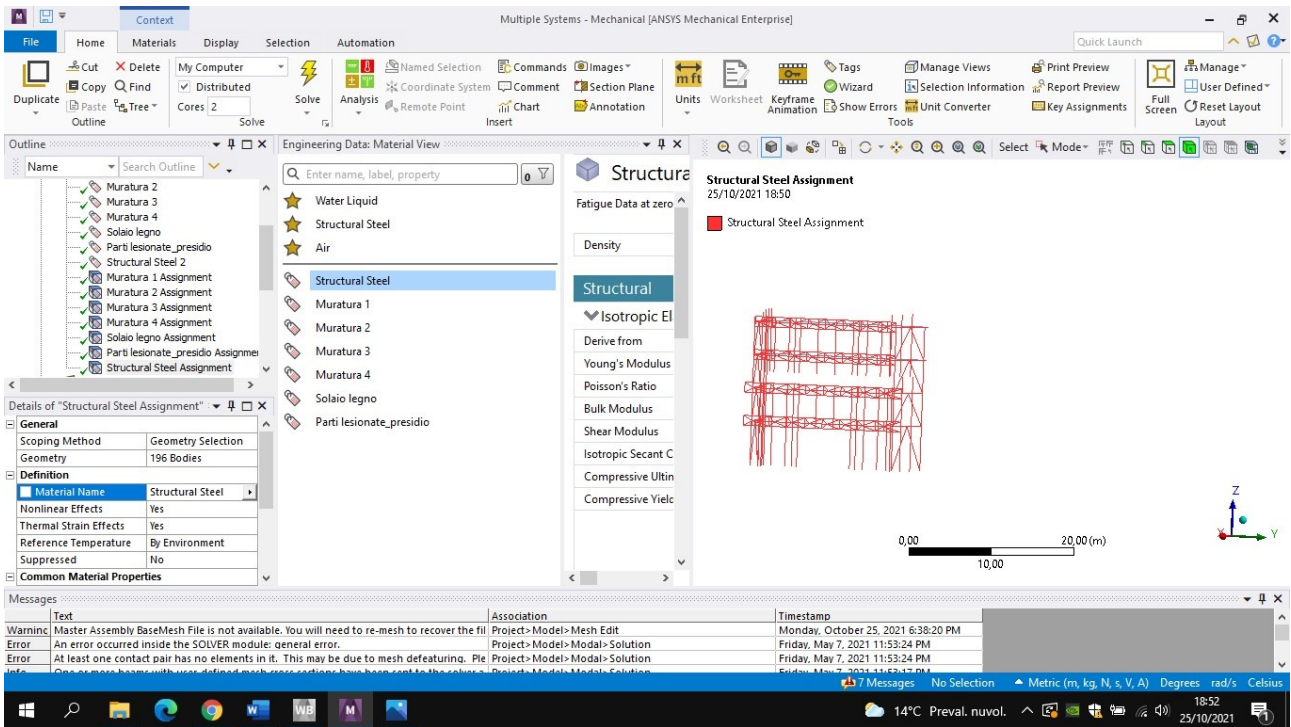


Figura 118 Assegnazione dei materiali

5.6.5 Step 5: Inserire il vincolo a terra

Dopo che sono state vincolate le aste tra di loro è stato necessario inserire i vincoli a terra tramite Ansys Mechanical, sia nell'analisi statica, sia nell'analisi modale, cliccando con il pulsante destro rispettivamente su *Static Structural* e su *Modal>insert>fixed support*. Facendo così il presidio risulta incastrato alla base [Fig. 119-120].

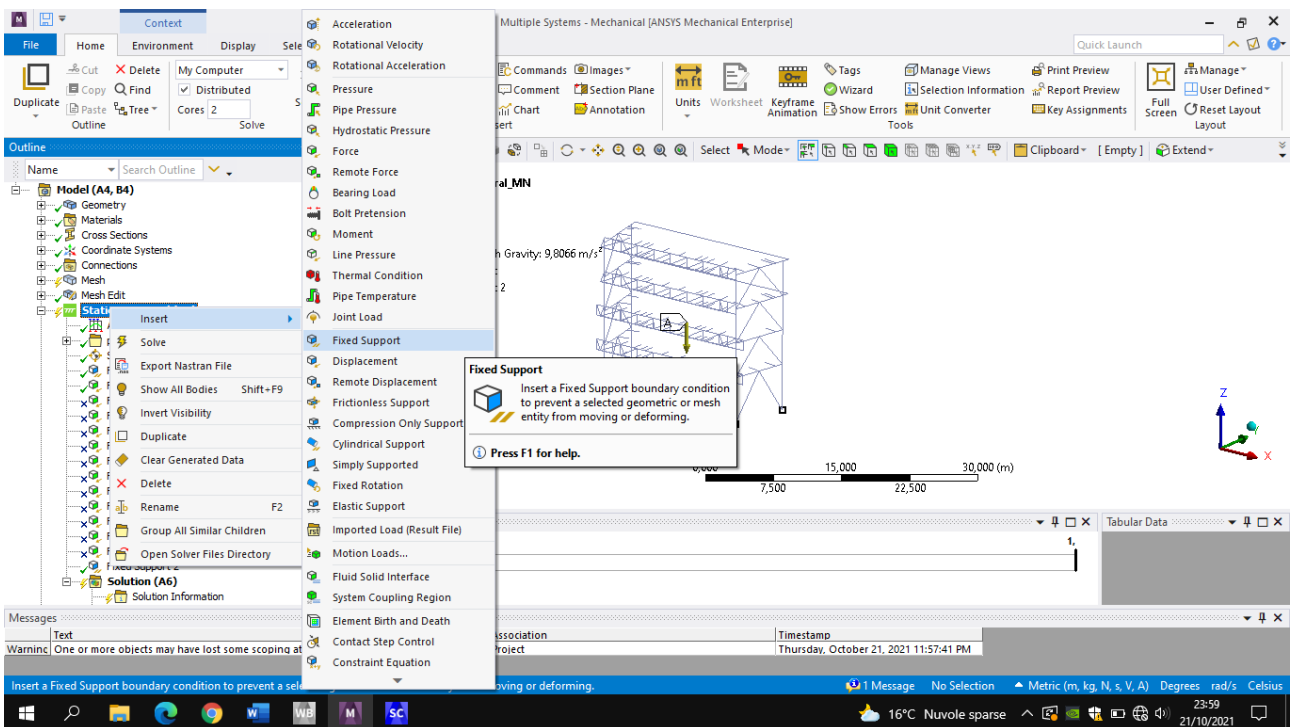


Figura 119 Fixed support

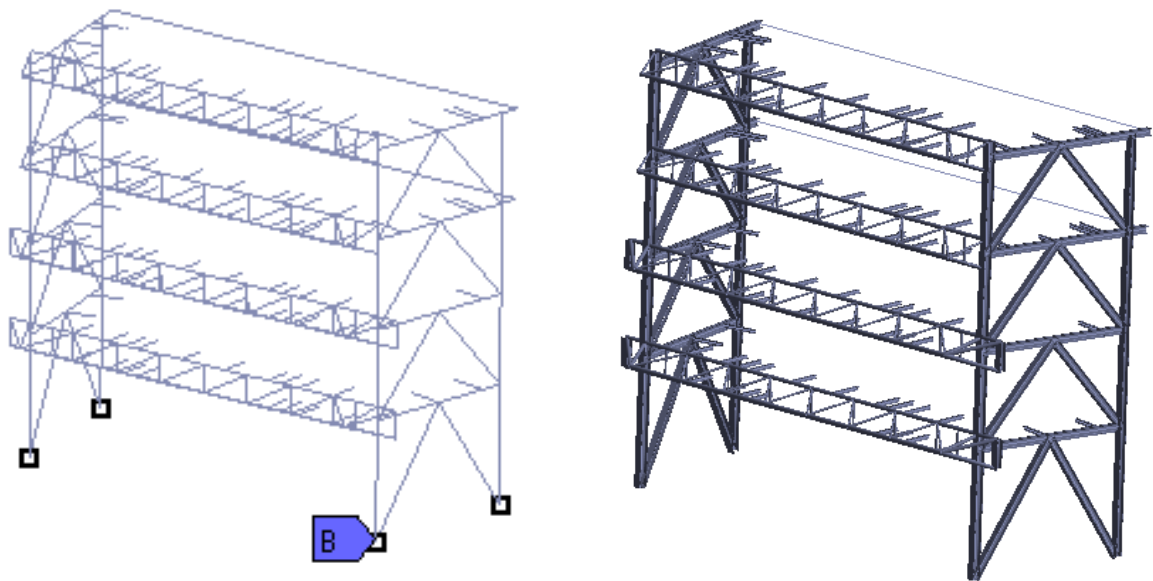


Figura 120 Vista 3D del presidio non estruso (sinistra) ed estruso (destra)

5.7 FASE 3: Modellazione della Chiesa con il presidio

5.7.1 Step 1: Vincolare la struttura reticolare alla Chiesa

“CONTAC49-3-D

Point-to-Surface Contact [Fig.121]

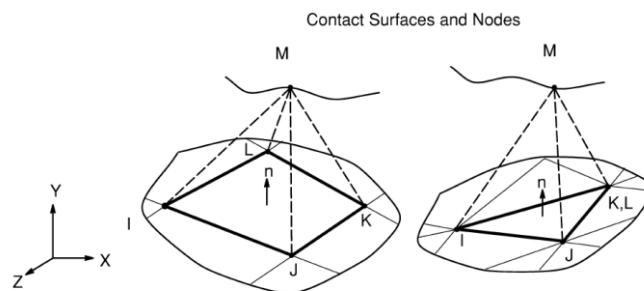


Figura 121 Target surfaces and nodes

CONTAC49 è un elemento a 5 nodi che si usa per creare i contatti nelle analisi. In un’analisi, l’area di contatto tra due (o più) corpi non è generalmente nota inizialmente, e questo elemento ha la capacità di rappresentare il contatto generico di modelli a elementi finiti generati con mesh arbitrarie. In altre parole, il suo uso non è limitato a contatti o configurazioni nodo-nodo noti. Il CONTAC49 è applicabile a geometrie 3-D. potrebbe simulare contatti tra corpi solidi o shell, per analisi statiche e dinamiche, per problemi con o senza attrito, e contatti tra corpi flessibile-flessibile o rigido-flessibile. Possono modellarsi anche meccanismi combinati di contatto strutturale e conduttanza termica del contatto. Le cinematiche di contatto interessano il preciso tracciamento dei nodi e delle superfici di contatto per definire condizioni di contatto precise. Il primo scopo è delineare se si tratta di una situazione di contatto aperta (non in contatto) o chiusa (in contatto).

Definizione di contatto e target- basandosi sulla figura introduttiva, due potenziali superfici di contatto si indicano come la "superficie di target" o la "superficie di contatto". La "superficie di target" è rappresentata da "nodi di target" I,J,K,L, e la superficie di contatto è rappresentata dal nodo M.

Algoritmo Pinball- Il contatto avviene ogni volta che il nodo di contatto M penetra nella superficie di target (I,J,K,L). Il primo step nella determinazione della penetrazione del contatto è fare una distinzione tra contatto near-field e far-field [Fig.122]. Riferendosi al caso 2-D (CONTC48) per semplicità, si riportano diverse posizioni di un nodo di contatto rispetto alla superficie di target.

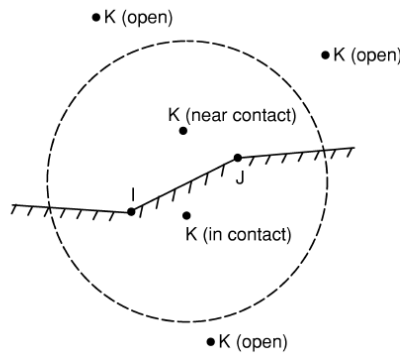


Figura 122 Definizione di Near-Field e Far Field Contact

Per il CONTAC49 in 3-D il cerchio delimitante diventa una sfera che si chiama pinball. Quando un nodo di contatto sta fuori si assume una condizione di contatto aperto, a prescindere che il nodo di contatto sia sopra o sotto il target. La penetrazione può avvenire una volta che il nodo di contatto è dentro la pinball. Il raggio del pinball può essere il 50% più grande della massima tra le due diagonali della superficie di target e può essere sovrascritta da una PINB costante."

Una volta modellato il presidio e vincolato a terra, si è cercato di vincolarlo alla Chiesa. Questo ha riscontrato inizialmente dei problemi, perché si è trattato di far interagire la struttura in acciaio (elemento beam) con un elemento solido rappresentato dalla Chiesa. Prima di tutto, al fine di eliminare eventuali imprecisioni nel modello, sono stati utilizzati, solamente selezionando il presidio, i comandi "Imprint" [Fig.123] e "Share topology" [Fig.124].

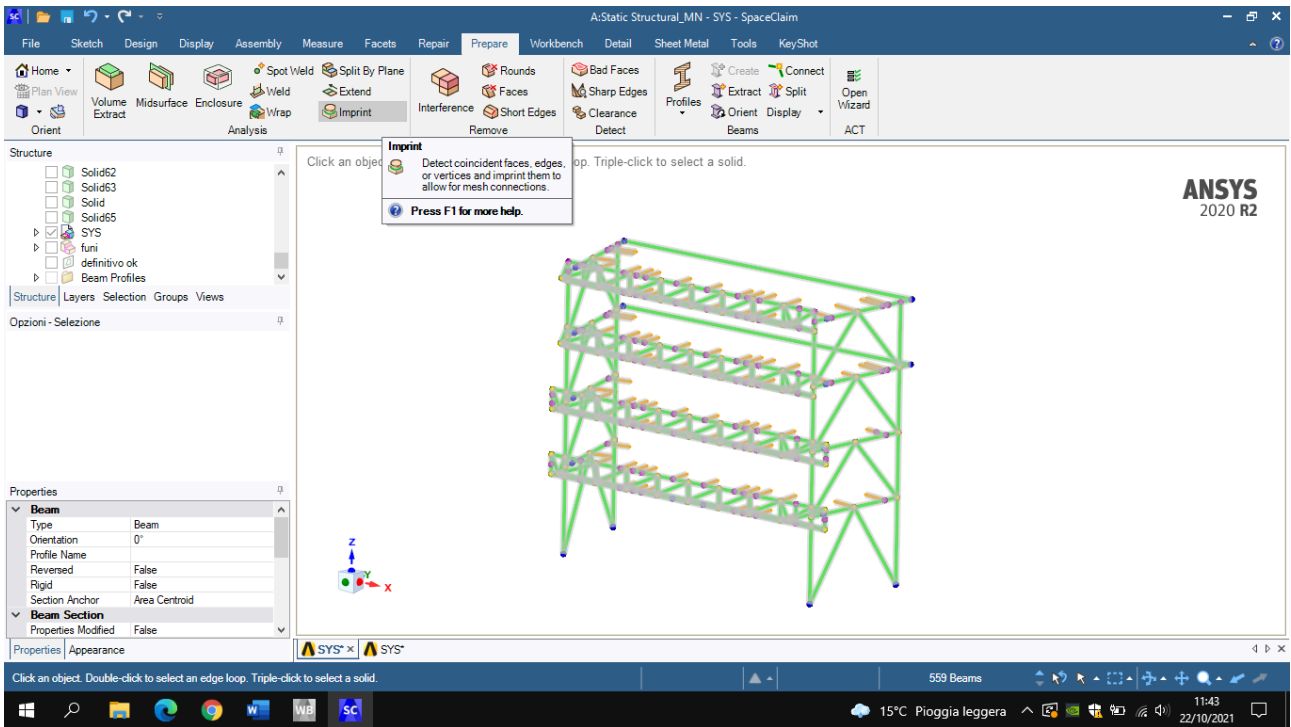


Figura 123 Imprint

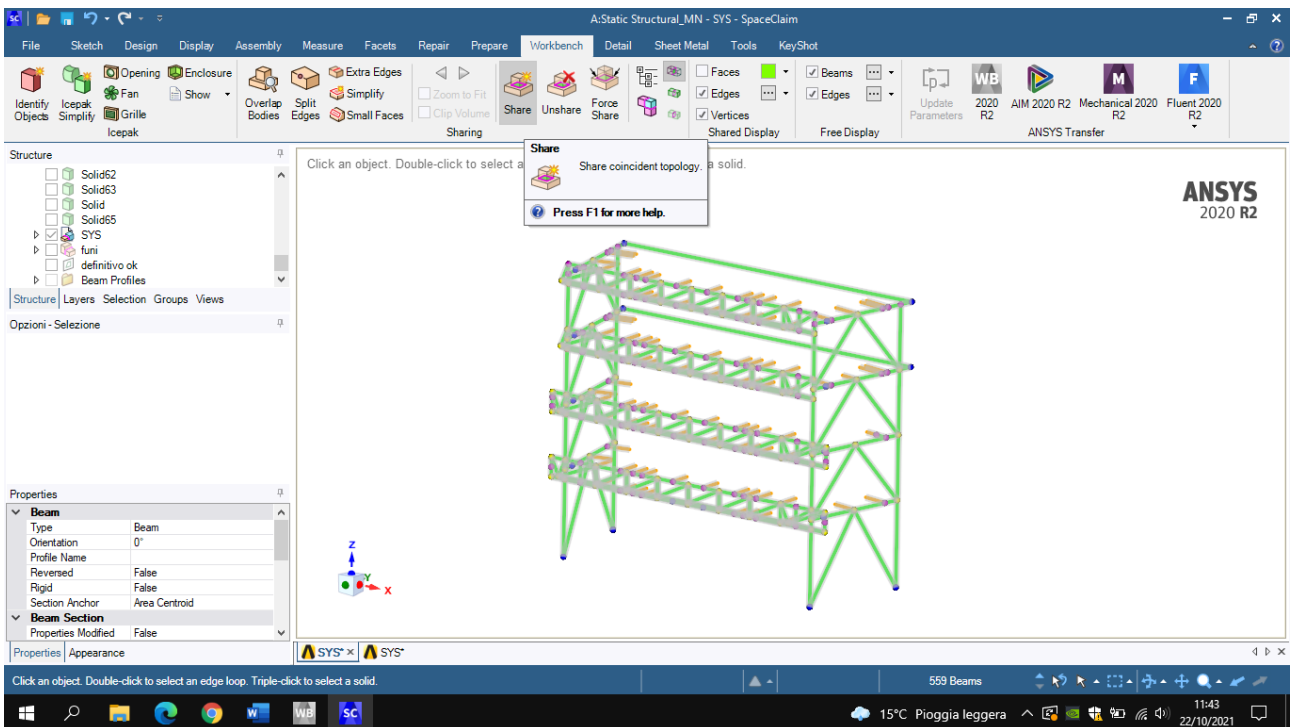


Figura 124 Share Topology

La procedura ha reso necessario prolungare ogni asta orizzontale di sezione HEA 160 fino alle superfici dell'edificio, tramite SpaceClaim, selezionando i vertici delle aste, utilizzando il comando *Pull>Pull up to*, per poi selezionare la facciata che compete al vertice di ogni asta [Fig.125].

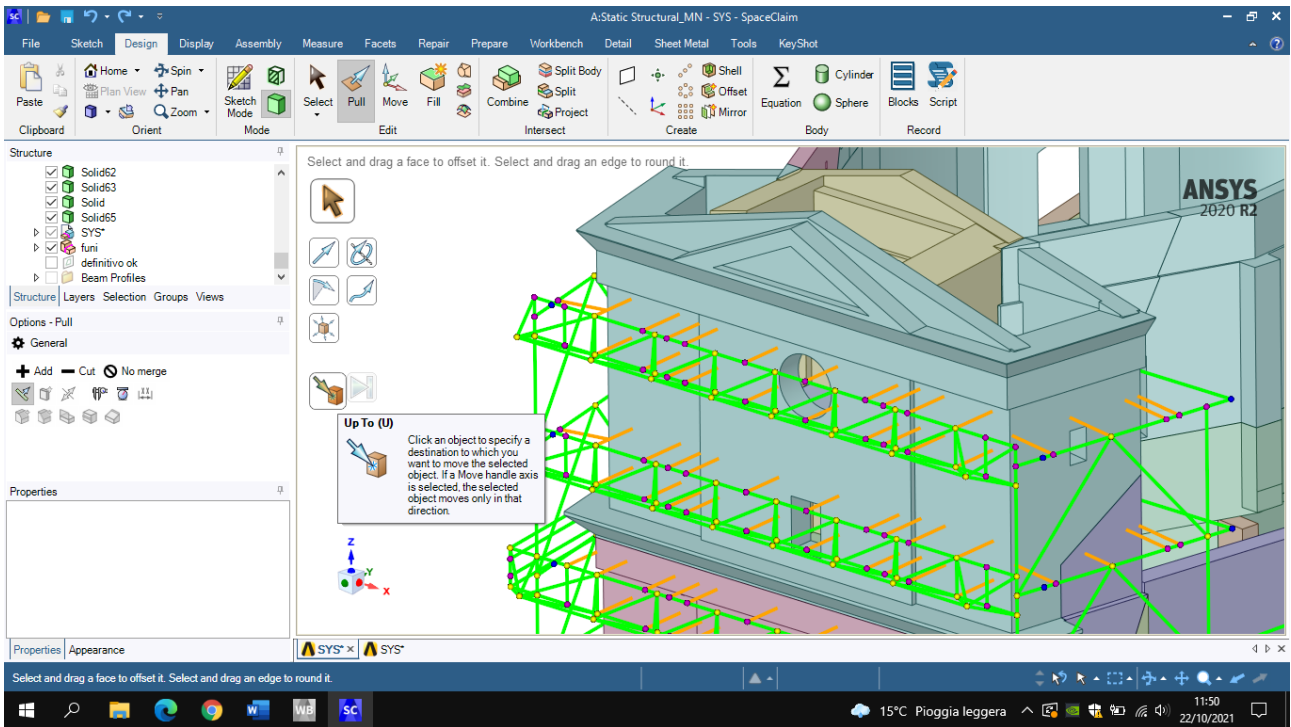


Figura 125 Pull up to

Spostandoci di nuovo nella sezione di Mechanical sono state vincolate le aste di sezione HEA 160 alla Chiesa, inserendo delle connessioni, cliccando con il destro su *Connections>insert>joint* [Fig.126], per simulare la cerniera tra beam e solido, ovvero tra asta del presidio e facciata dell'edificio. Ecco di seguito riportati nelle immagini tutti vincoli impostati su ogni facciata [Fig.127-129] e le impostazioni che bisogna inserire in un singolo contatto [Fig130].

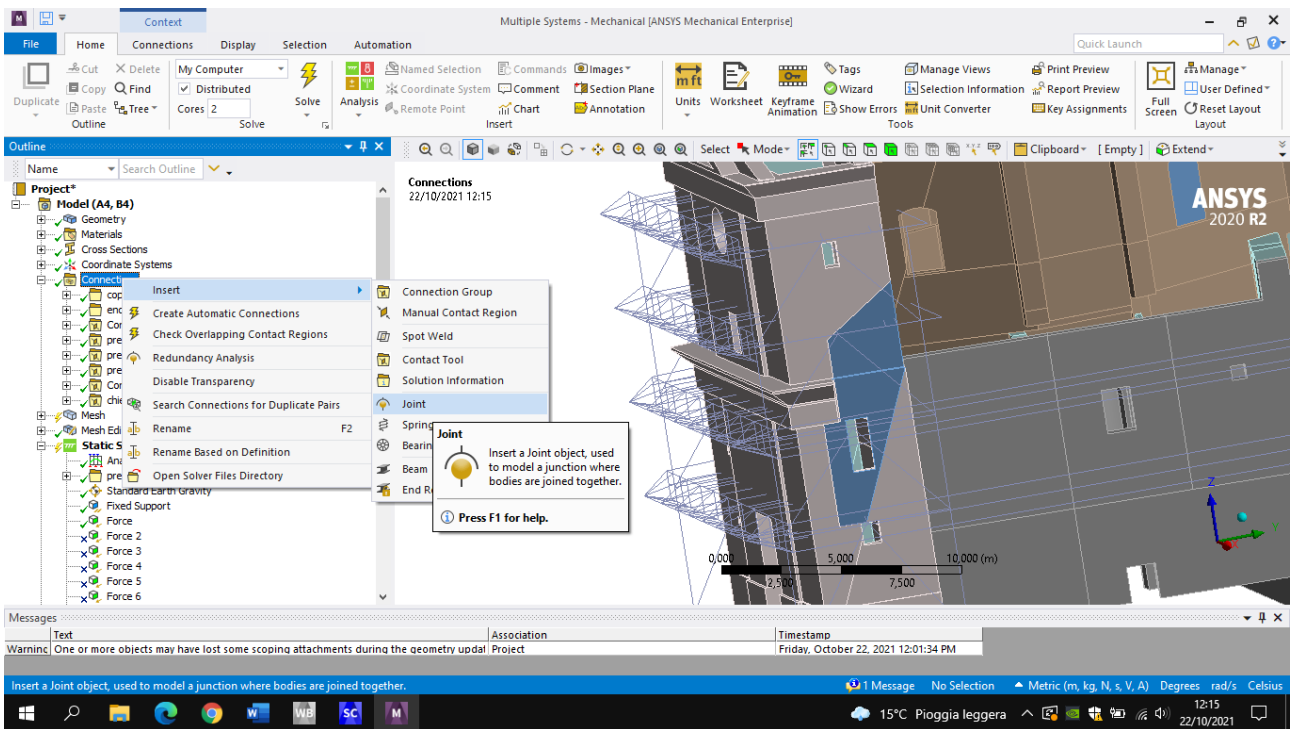


Figura 126 Insert joint

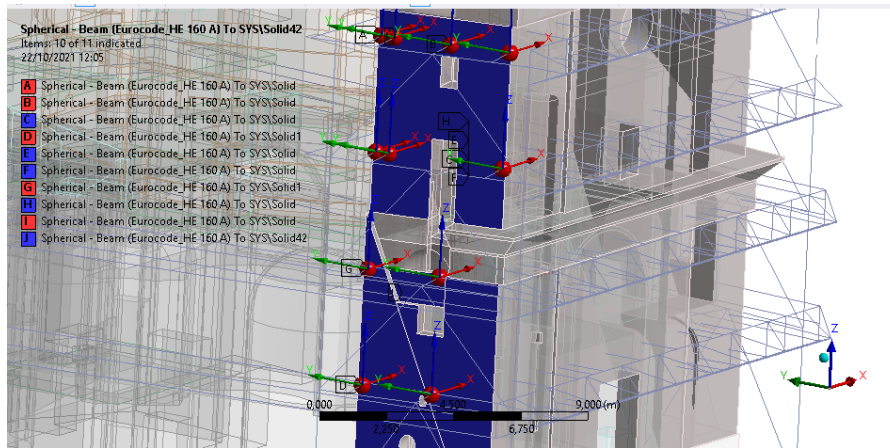


Figura 127 Contatti lato destro

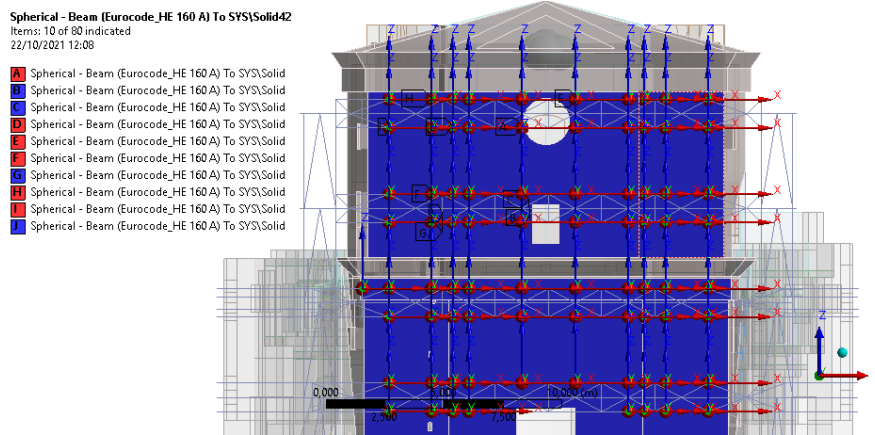


Figura 128 Contatti facciata principale

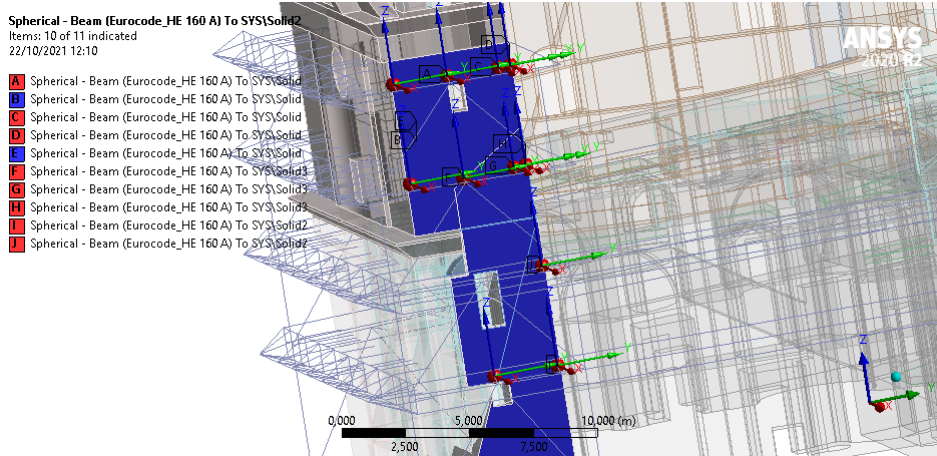


Figura 129 Contatti Lato sinistro

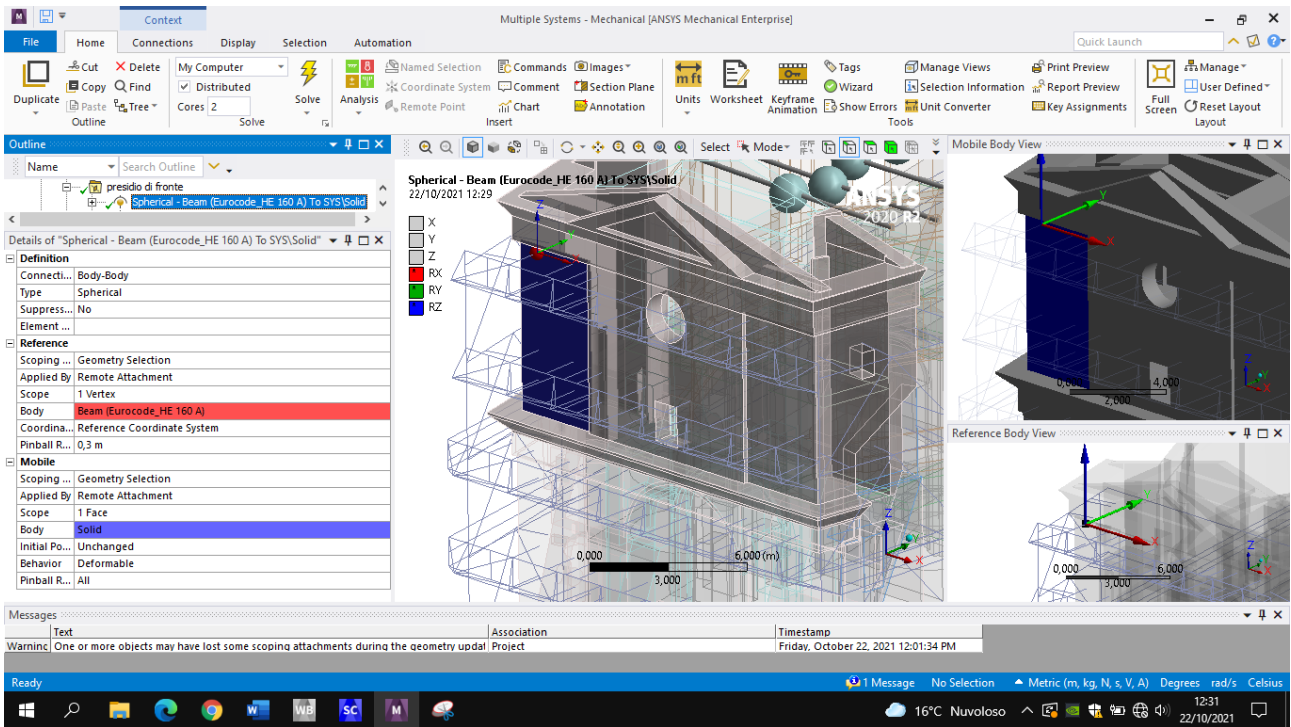


Figura 130 Impostazioni di un contatto

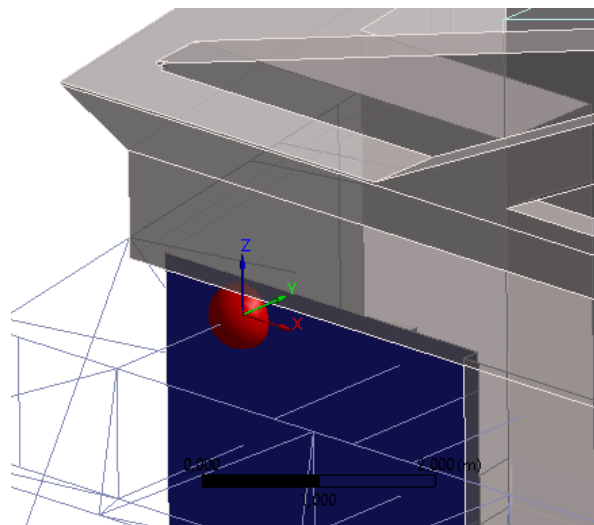


Figura 131 Dettaglio contatto singolo

Da notare come ogni volta è stato necessario assegnare Spherical su *Type*, la *Reference* (il vertice dell'asta) e il *Mobile* (il solido a cui appartiene la superficie della chiesa che compete alla singola asta). Nella sezione Reference è stata impostata anche una pinball region di 30 cm (rappresentata dalla sfera rossa nell'immagine), in modo da riuscire a intercettare gli elementi della mesh che ricadevano nell'area del vincolo.

5.7.2 Step 2: Modellare le funi



Figura 132

Come già detto, Il sistema dei tralicci e dei controventi, fondato superficialmente su travi in calcestruzzo armato, è trattenuto da due ordini di tiranti longitudinali, rispettivamente n. 6 funi a trefolo e n. 8 funi a trefolo, con area effettiva di 349.9 mm^2 [Fig.132]. Per semplicità sono stati modellati tramite lo SpaceClaim disegnando delle semplici linee (n. 3 funi a trefolo e n. 4 funi a trefolo) assegnando a ognuna una sezione doppia, ripetendo la fase di assegnazione delle sezioni descritta precedentemente [Fig.133-136].

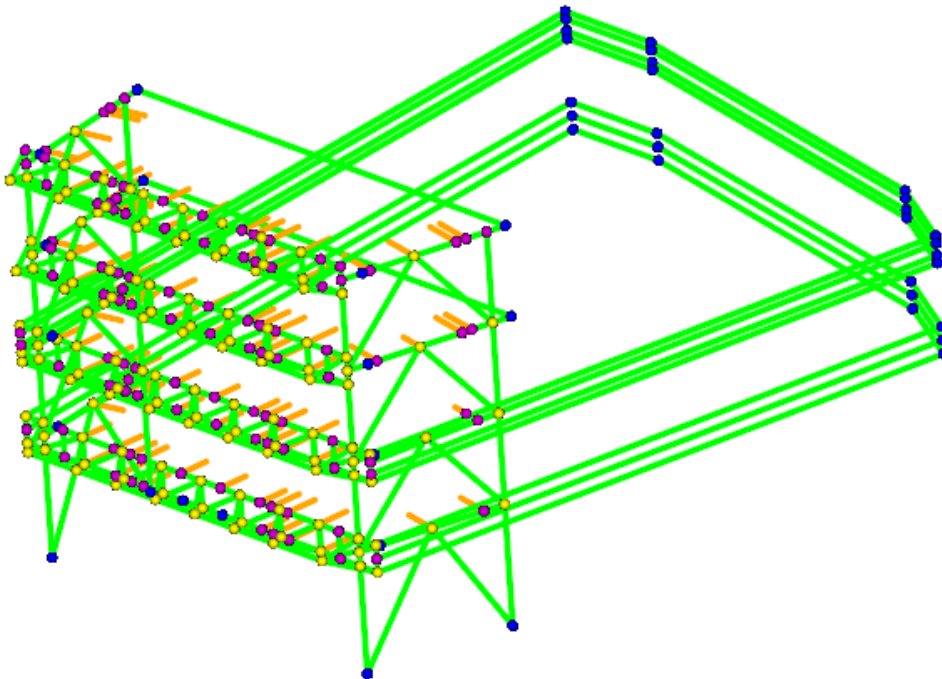


Figura 133 Modello 3D del presidio con le funi

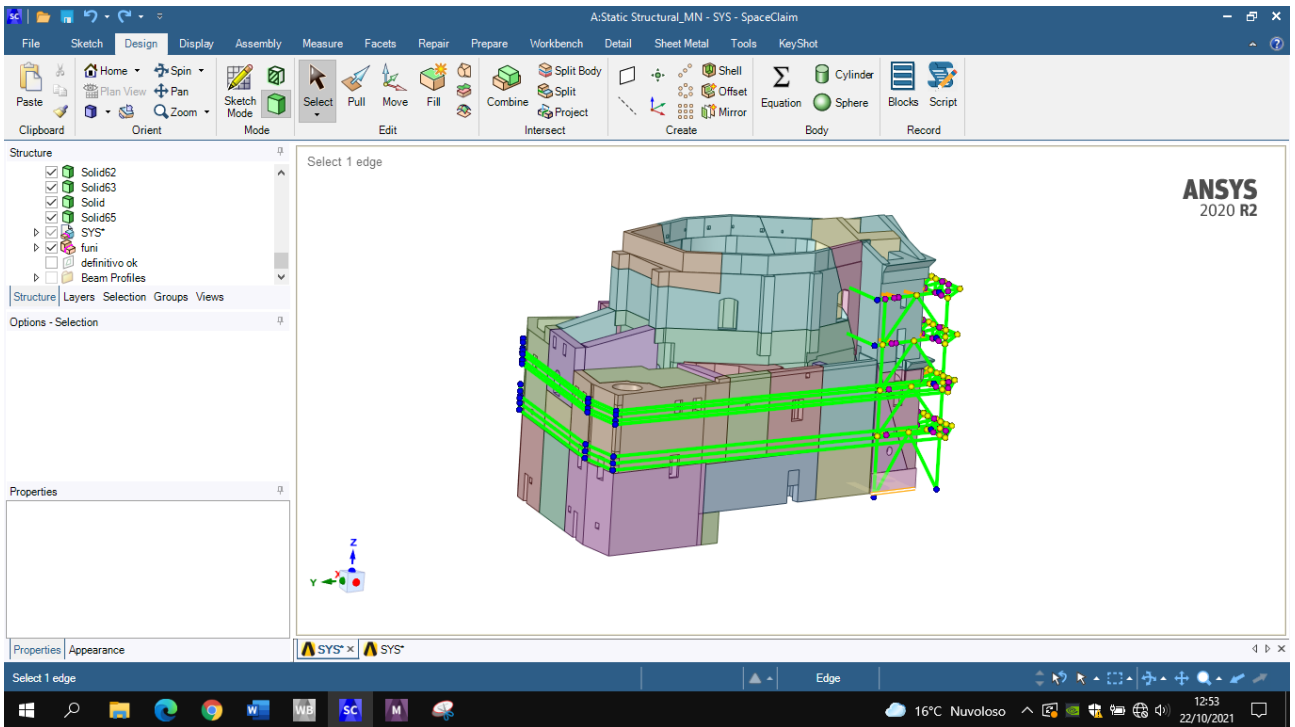


Figura 134 Vista della Chiesa con il presidio

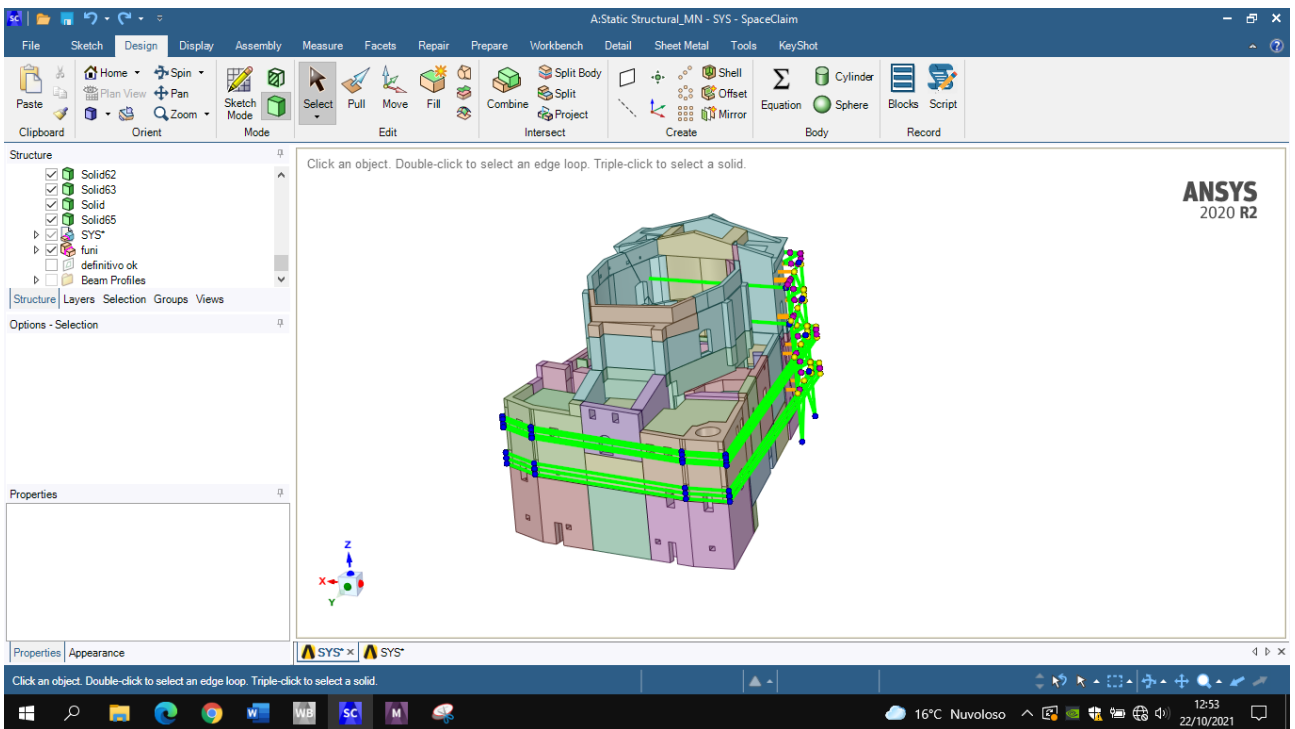


Figura 135 Vista della Chiesa con il presidio

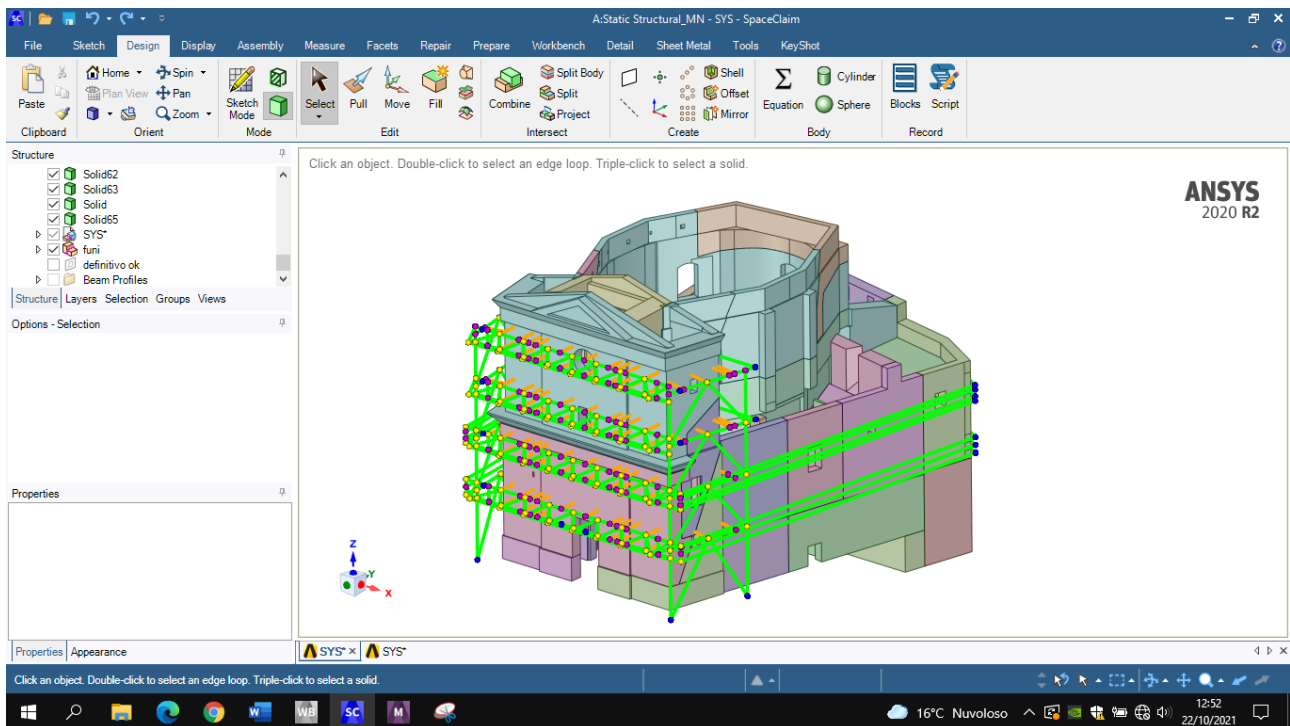


Figura 136 Vista della Chiesa con il presidio

5.7.3 Step 3: Simulare la presenza dei deviatori (vincolo funi-chiesa)

Per evitare che la cerchiatura danneggi la struttura concentrando gli sforzi sulla muratura, le funi vengono fatte scorrere su dei deviatori (D1-D2-D3) disposti come nelle seguenti tavole tecniche elaborate dall'Università degli studi di Camerino. I deviatori D1 e D3 sono posizionati negli spigoli della Chiesa, quindi sono degli angolari, mentre quelli di tipo D2 si trovano lungo la facciata posteriore e sono piatti [Fig.137-140].

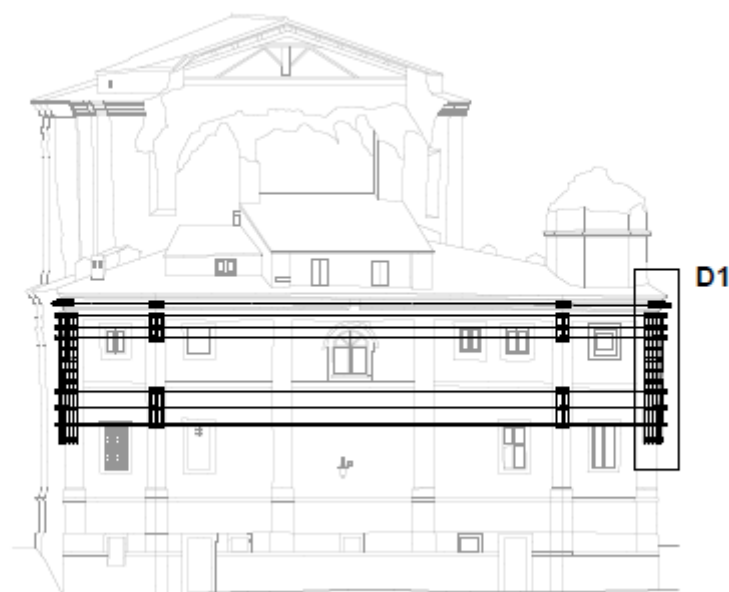


Figura 137 Funi di cerchiatura, prospetto

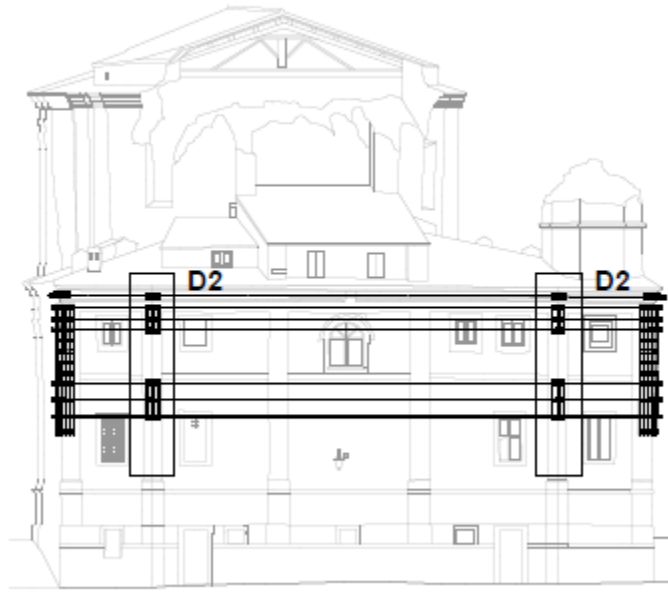


Figura 138 Funi di cerchiatura, prospetto

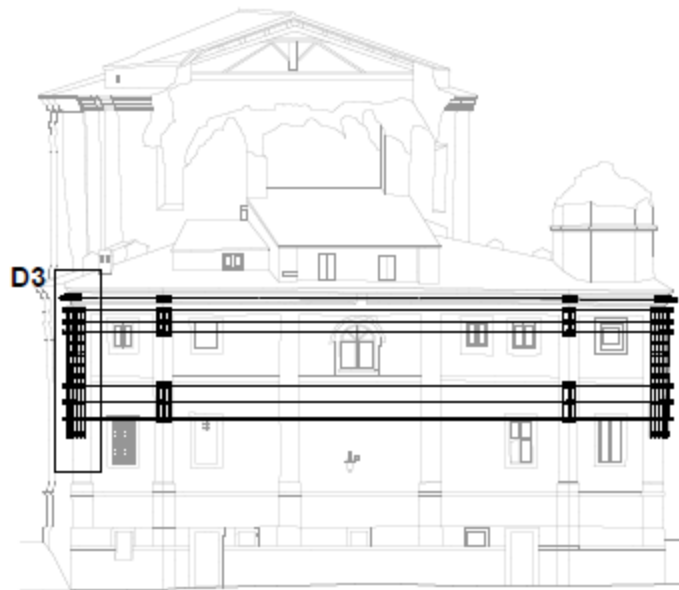


Figura 139 Funi di cerchiatura, prospetto

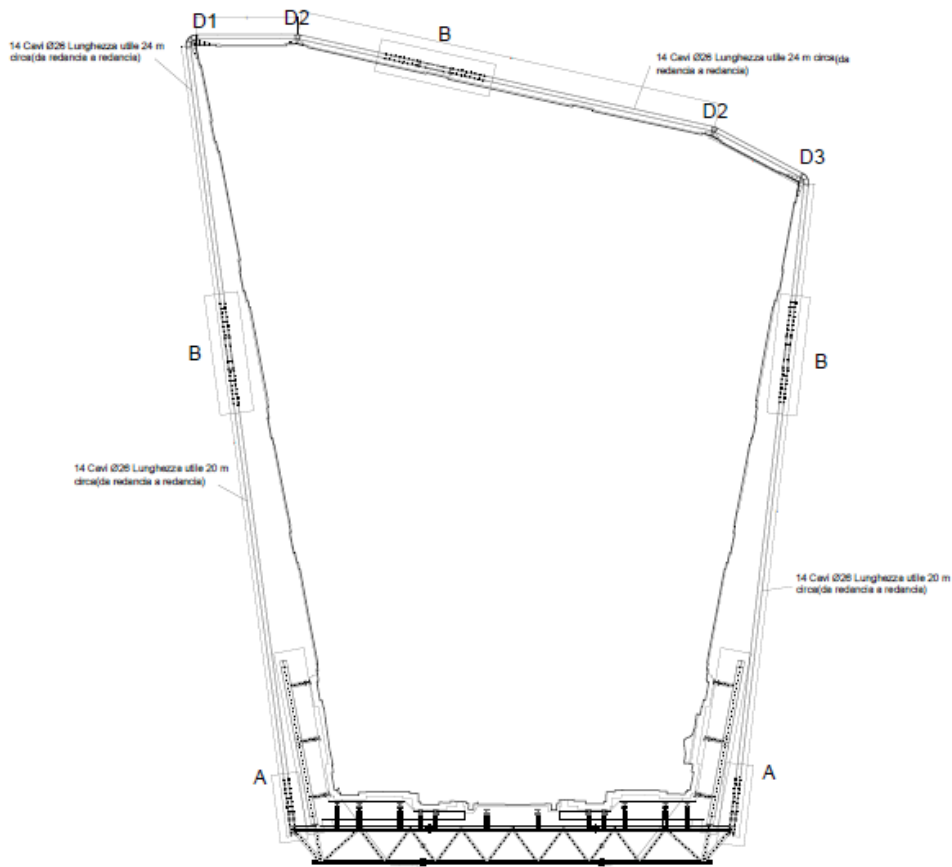


Figura 140 Funi di cerchiatura in pianta

Questi elementi non sono stati modellati fisicamente, ma ne è stata simulata la presenza con la seguente procedura. Prima di tutto è stato necessario, suddividere il solido della Chiesa, assegnando a ogni fune un'area di influenza in corrispondenza dei deviatori. Ogni area di influenza ha dimensioni pari alla larghezza dell'elemento metallico e altezza determinata dall'interasse tra le funi. Per fare ciò si è utilizzato sempre lo SpaceClaim, avvalendosi (dopo aver selezionato il solido di interesse) del comando *Design>Split* [Fig.141] .

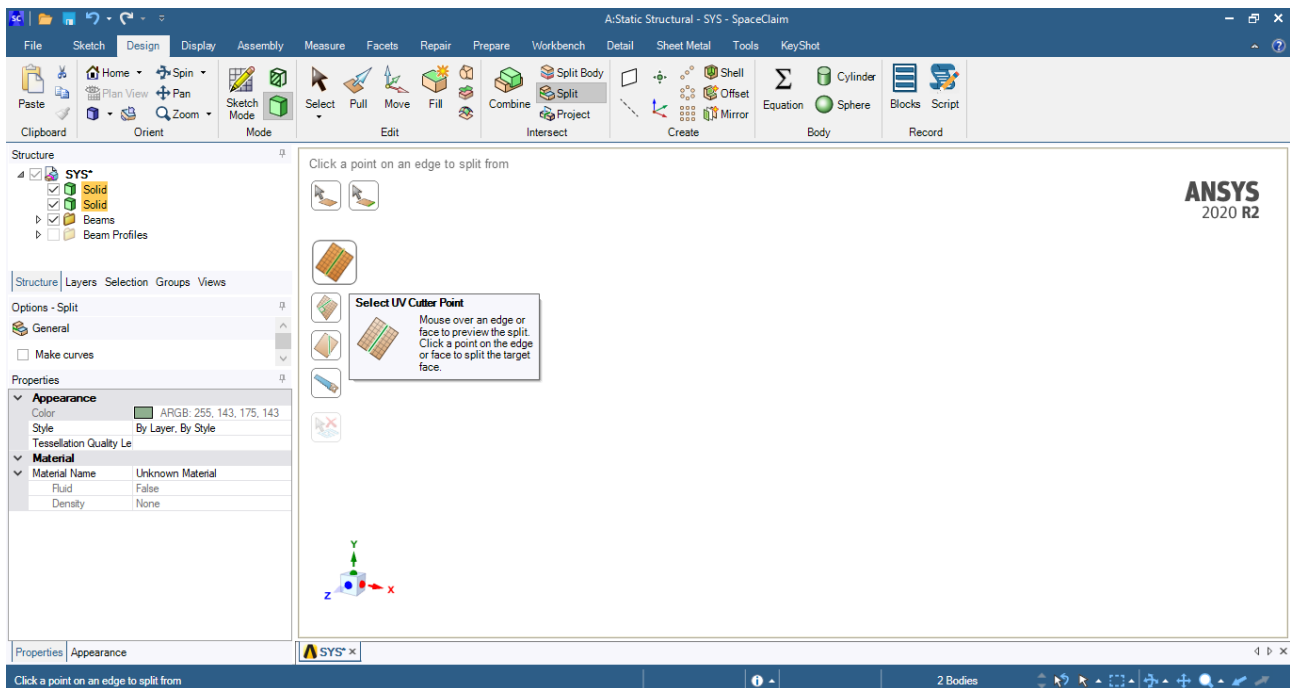


Figura 141 Split

Questo comando ha permesso quindi, di suddividere la superficie del solido lungo due linee ortogonali passanti per un punto di nostro interesse. Facendo così è stato possibile creare le superfici su cui vanno a influire le funi (36 per l'ordine superiore e 24 per l'ordine inferiore) [Fig.142-144].

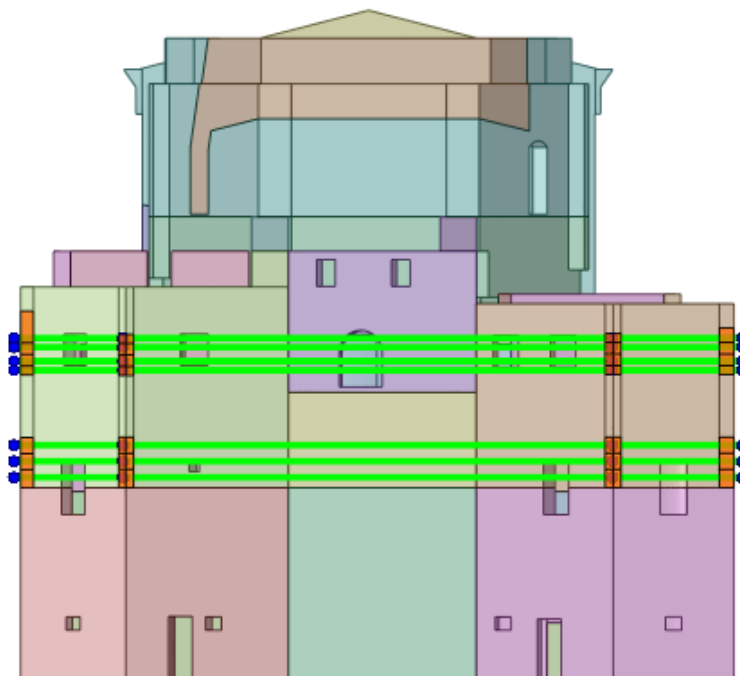


Figura 142 Aree di influenza

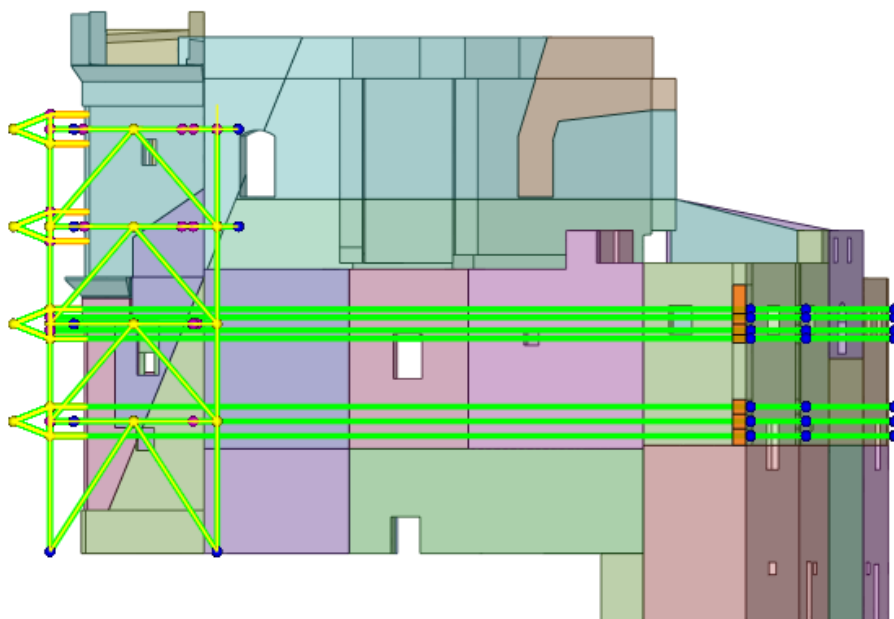


Figura 143 Aree di influenza

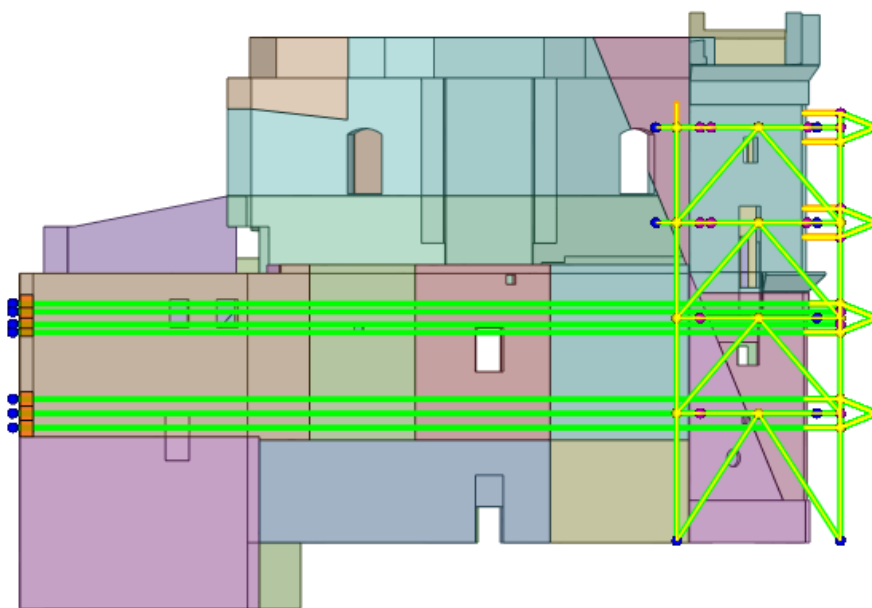


Figura 144 Aree di influenza

Le funi così modellate non risultano vincolate alla chiesa. Da SpaceClaim, si è passati a Mechanical per vincolare i vertici dove girano le funi alle aree di influenza appena definite. È stato fatto click destro su *Connection>insert>joint*, inserendo dei contatti di tipo *fixed*. Con i contatti fixed si annullano gli spostamenti relativi tra i vertici e le superfici sugli spigoli [Fig.145].

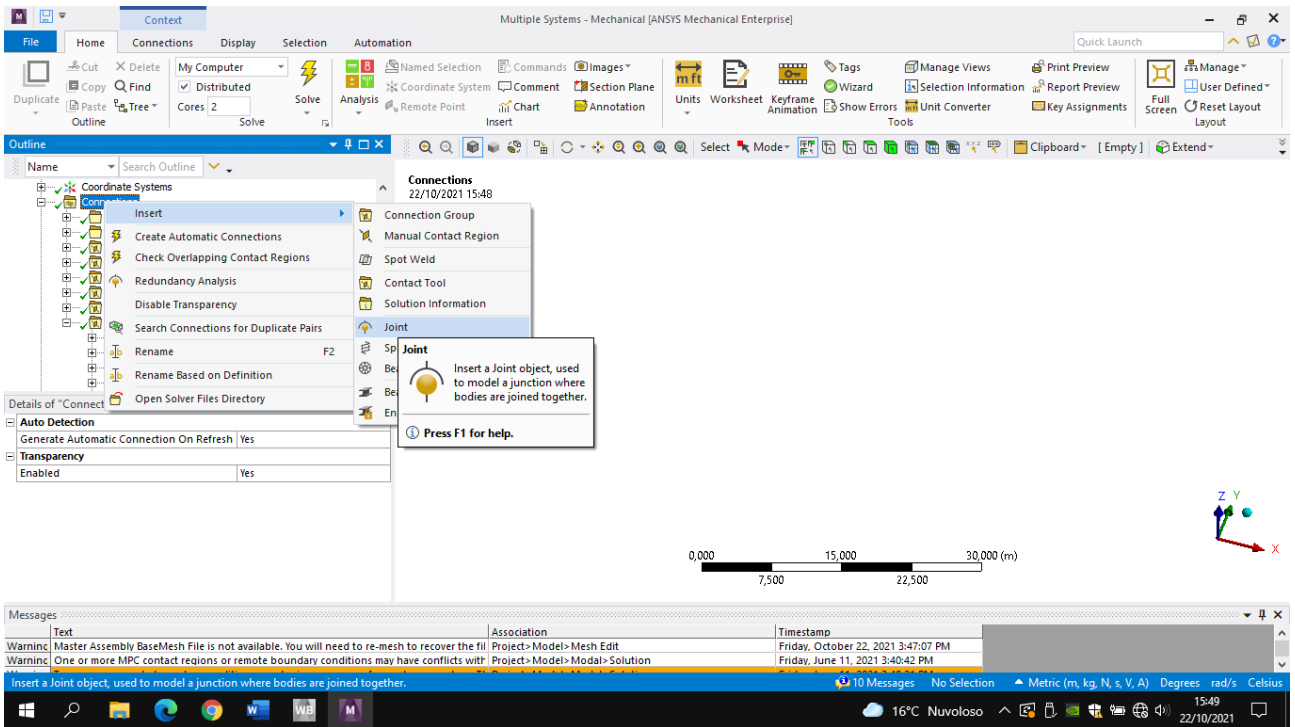


Figura 145 Insert joint

Di seguito si riportano le impostazioni da predefinire in ogni connessione [Fig.146]:

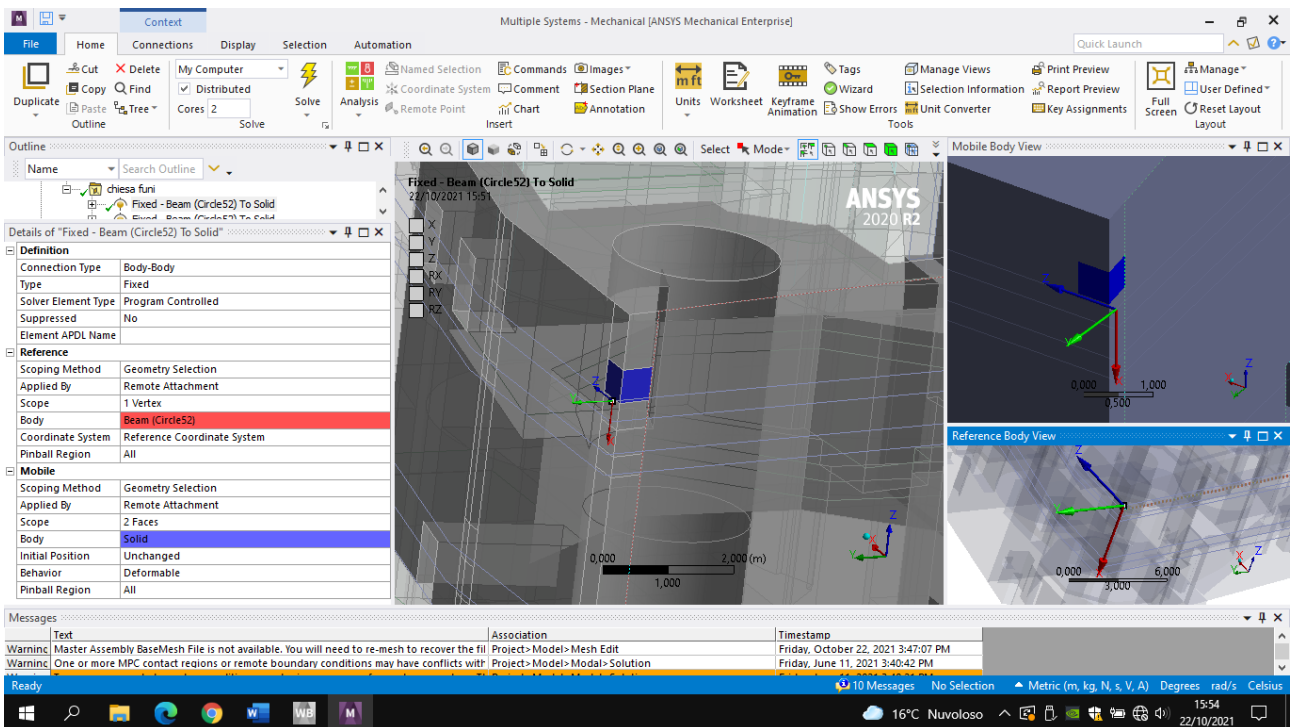


Figura 146

Per ogni contatto, il vertice in cui si raccorda la spezzata della fune è stato selezionato nello *scope* del *reference*, le porzioni di superficie competenti a ogni vertice sono state impostate nello *scope* del *mobile*.

5.7.4 Step 5: Assegnare il materiale alle funi

Per le funi, analogamente per il presidio è stato creato un nuovo materiale, chiamato “Structural Steel 2”, con $E=1,1 \times 10^{11} \text{ Pa}$ e a cui è stata levata la densità. Si è fatta questa scelta in quanto essendo le funi degli elementi molto flessibili, i primi modi sarebbero stati interessati solo dalla loro dinamica.

5.7.5 Step 6: Assegnare la precompressione alle funi

L'azione di cerchiaggio è stata modellata su Mechanical assegnando a ogni tratto della spezzata che rappresenta le funi una tensione di precompressione di 60000 N. Bisogna cliccare con il destro su *Static structural>insert>bolt pretension* [Fig.147-149].

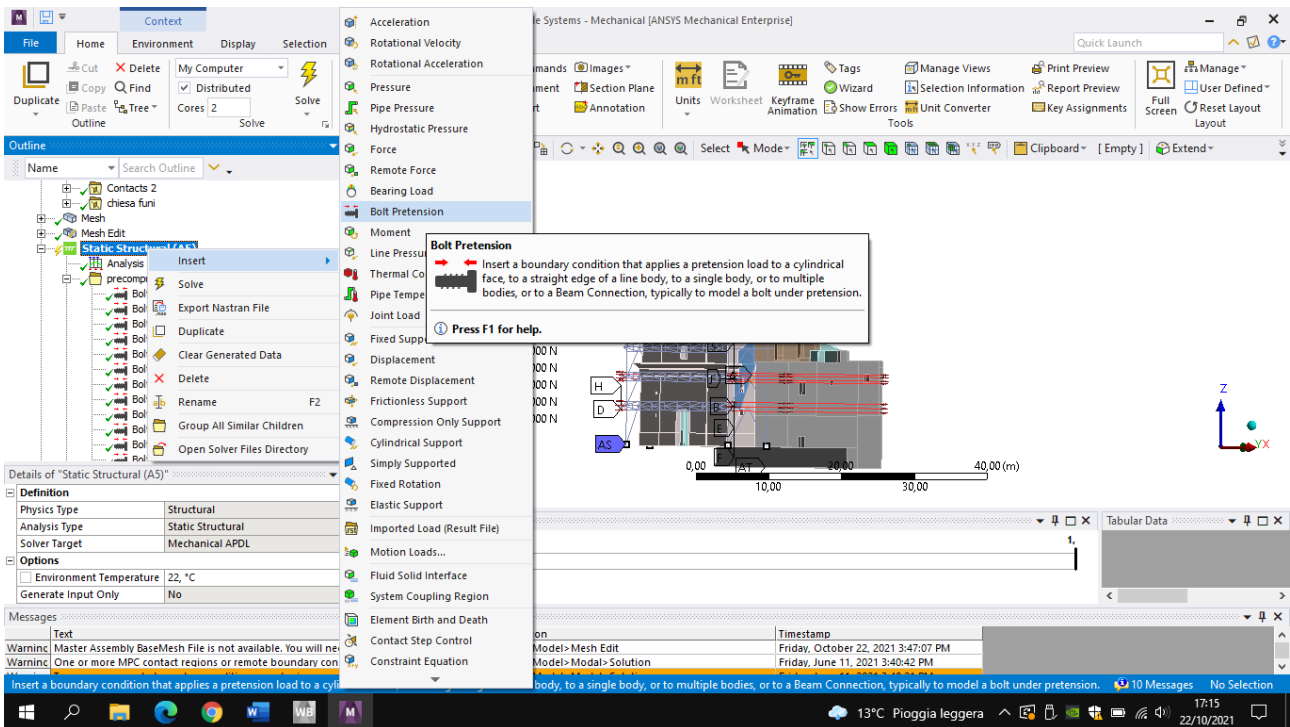


Figura 147 Bolt pretension

Details of "Bolt Pretension"	
Scope	
Scoping Method	Geometry Selection
Geometry	1 Edge
Definition	
Type	Bolt Pretension
Suppressed	No
Define By	Load
<input type="checkbox"/> Preload	60000 N
Advanced	
Solve Behavior	Combined
Tolerance	Default (4,411e-002 m)

Figura 148 Dettagli bolt pretension

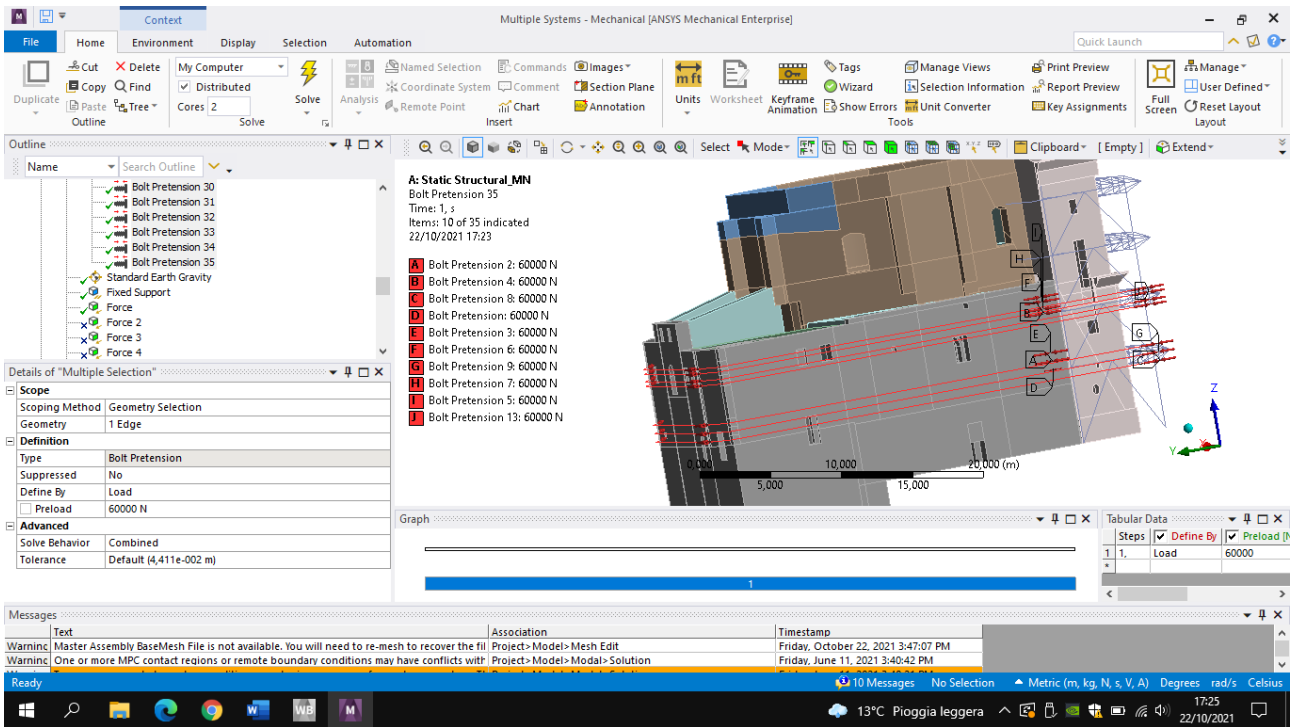


Figura 149 Bolt pretension assegnata alle funi

5.7.6 Step 7: Inserire le masse in copertura

La copertura è stata rappresentata su Mechanical con delle masse in sommità. Si è preferito optare per questa scelta di rappresentazione piuttosto che usare delle forze puntuali agli appoggi, in quanto non sarebbero state considerate nell'analisi modale. Una volta aperto Mechanical, la procedura è la seguente: *geometry > click destro > insert > point mass* [Fig.150].

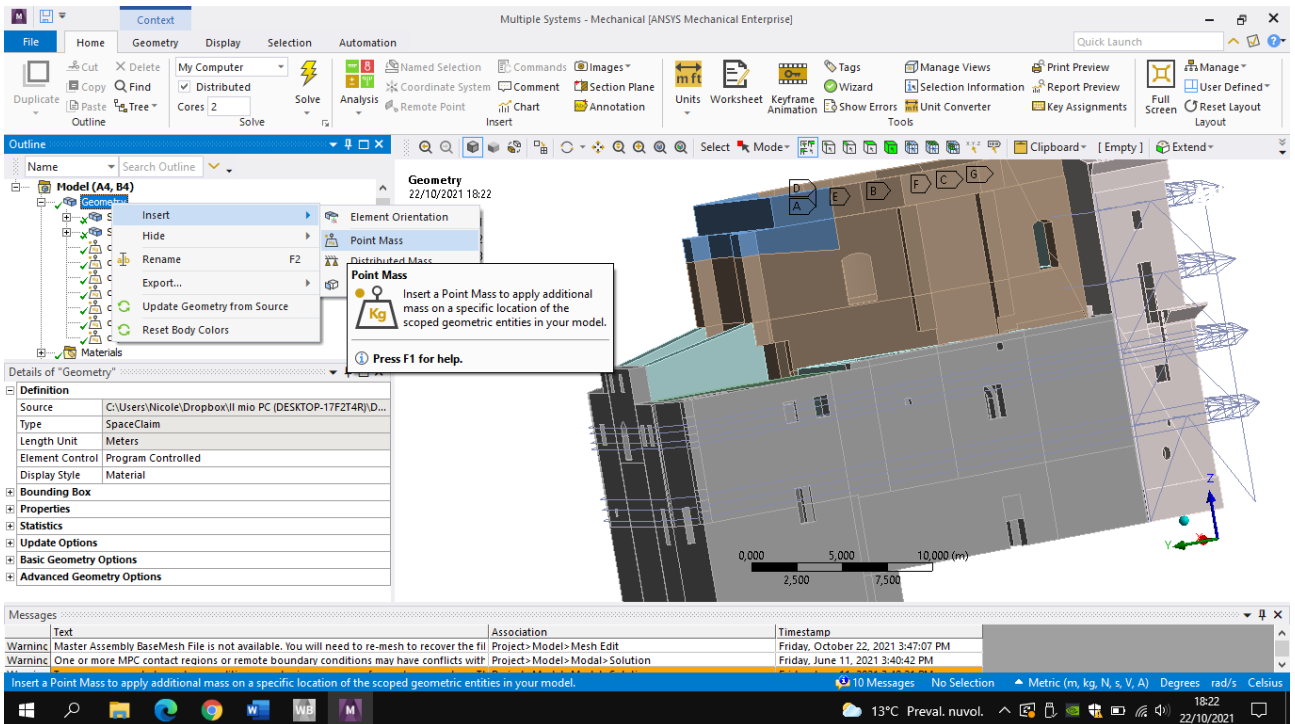


Figura 150 Point mass

Nelle masse sono stati inseriti i valori delle masse calcolate precedentemente riassunte nella tabella:

CAPRIATA	MASSA [Kg]
Capriata 1	2800.28
Capriata 2	3532.8
Capriata 3	277.71
Capriata 4	841.46
Capriata 5	988.75
Capriata 6	988.75
Capriata 7	869.45

Tabella 37 Masse

5.7.7 Step 8: Meshatura

La Mesh della Chiesa e del presidio così modellati contiene 538275 nodi e 309541 elementi tetraedrici [Fig.151].

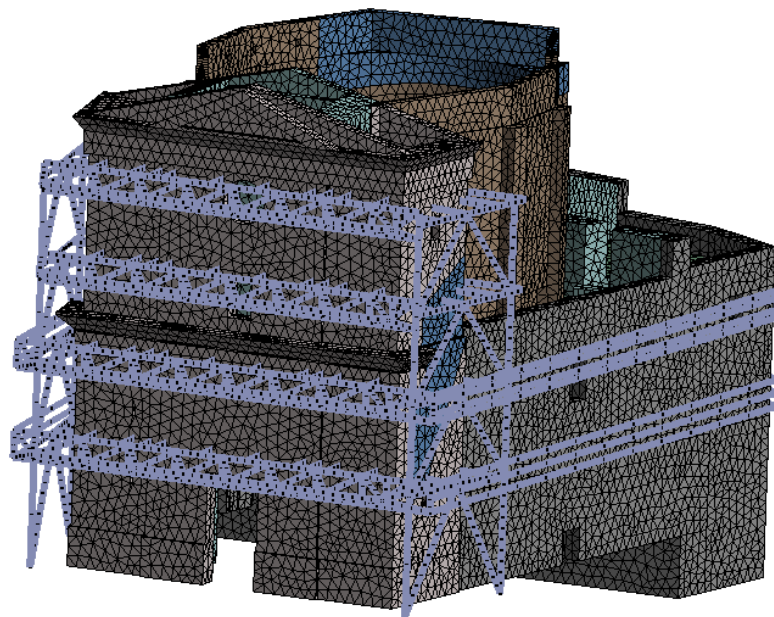


Figura 151 Mesh

CAPITOLO 6

MODEL UPDATING

Dopo aver inserito i parametri elastici definiti in precedenza si è passati alla fase di calibrazione tramite "Particle Swarm".

6.1 Particle Swarm Optimization (PSO) del modello numerico

Questo sistema di calcolo è un algoritmo di ottimizzazione, ispirato al movimento degli sciami. Ad ogni interazione, l'algoritmo identifica una soluzione nello spazio di ricerca, sulla base di una specifica misura di qualità (fitness). La PSO ottimizza un problema utilizzando una popolazione di soluzioni candidate (dette "particelle"), che si spostano nello spazio di ricerca [Fig.152] sulla base di formule che tengono conto di tre fattori:

- La loro velocità di spostamento;
- Le loro conoscenze dello spazio di fitness (ovvero la miglior soluzione che hanno esplorato finora);
- La loro conoscenza condivisa (cioè la miglior soluzione generale identificata).

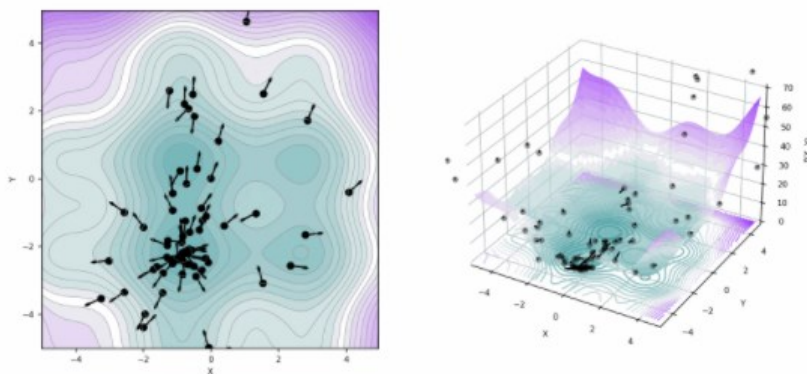


Figura 152 Inizializzazione casuale della posizione delle particelle

Relativamente al caso studio della Chiesa di Santa Maria in Via, il modello numerico agli elementi finiti è stato aggiornato, inserendo nell'algoritmo per iterazione vari intervalli entro i quali possono variare i moduli elastici dei diversi materiali fino a trovare il valore ottimale di ogni parametro. L'analisi di calibrazione ha portato per ora ai seguenti risultati (tabella 38):

Muratura 1	E1	383.08 MPa
Muratura 2	E2	439.24 MPa
Muratura 3	E3	387.15 MPa
Muratura 4	E4	15366.1 MPa
Parti Puntellate	E5	2050 MPa
Solaio in legno	E6	26968.8 MPa

Tabella 38 Moduli elastici calibrati

Modi di vibrare e frequenze ottenute prima della calibrazione del modello [Fig.153]:

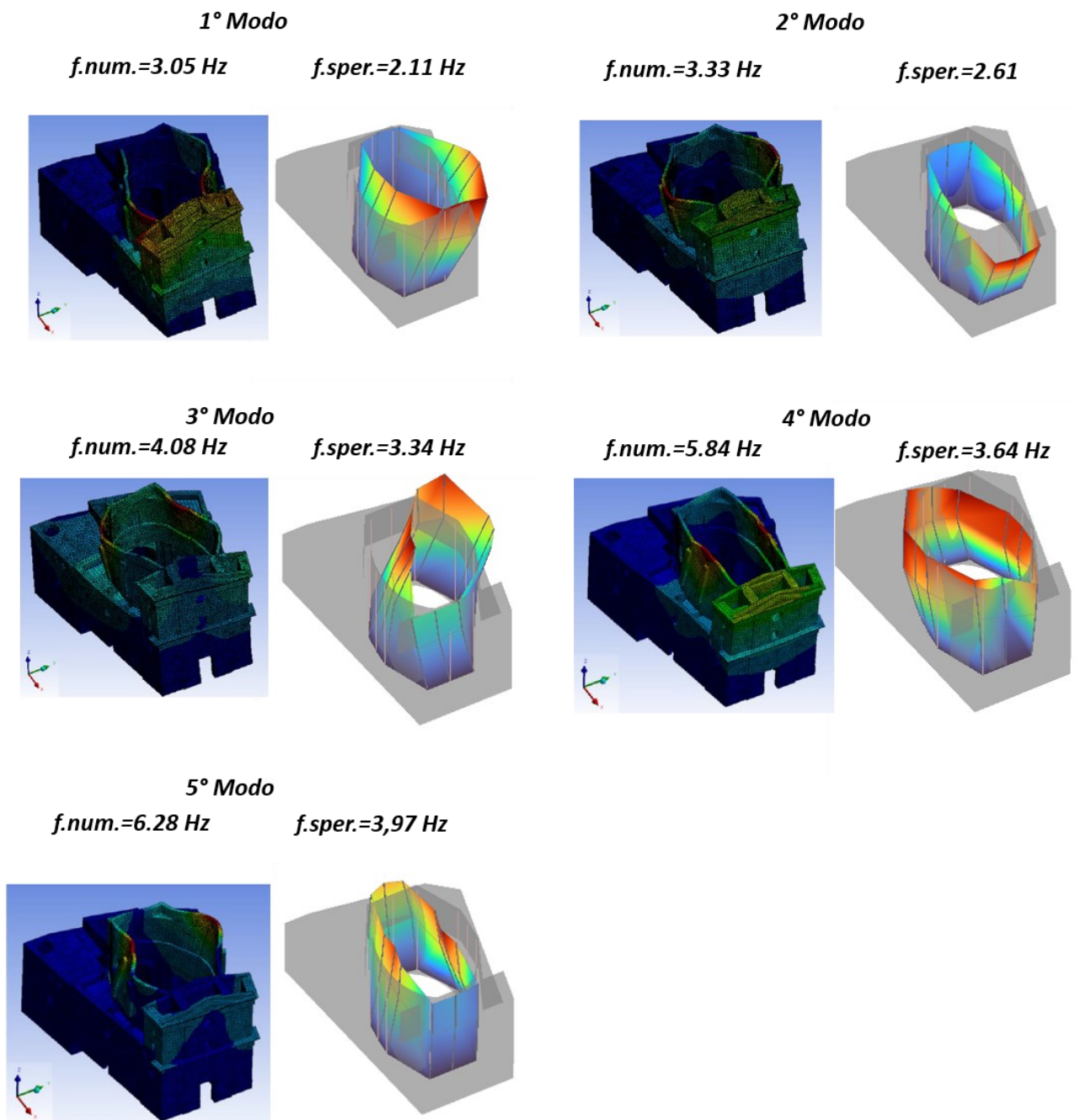


Figura 153 Modi di vibrare e frequenze non calibrate

Modi sperimentali	2.11	0.76	0	0.24	0.01	0.12
	2.61	0	0.70	0.03	0.34	0.13
	3.34	0.03	0.01	0.67	0.01	0.01
	3.64	0	0.14	0.01	0.51	0.01
	3.97	0.05	0.01	0.06	0.01	0.22
	[Hz]	3.05	3.33	4.08	5.84	6.28
	Modi numerici					

Tabella 39 MAC dei modi non calibrati

Come si può notare dalle immagini, i primi due modi sono traslazionali in X,Y, e il terzo è torsionale in Z. Il quarto è traslazionale in Y, il quinto è torsionale in Z. E' evidente che i modi coinvolgono principalmente la facciata e il tiburio.

Modi di vibrare e frequenze ottenute dopo della calibrazione del modello [Fig.154]:

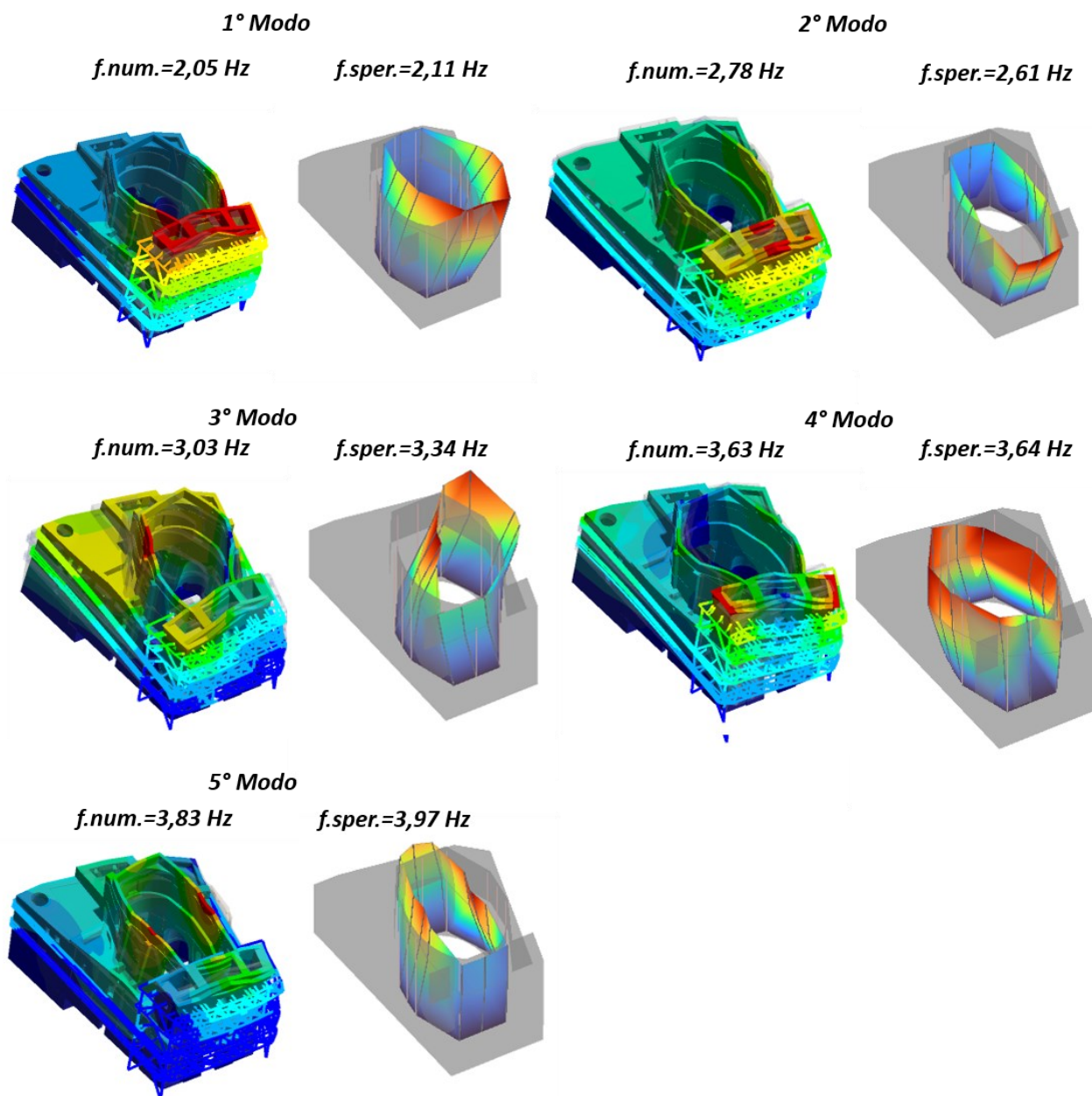


Figura 154 Modi di vibrare e frequenze calibrate

	f iniziale [Hz]	f calibrata [Hz]
Modo 1	3.05	2.05
Modo 2	3.33	2.78
Modo 3	4.08	3.03
Modo 4	5.84	3.63
Modo 5	6.28	3.83

Tabella 40 Confronto tra frequenze prima e dopo la calibrazione

I valori MAC indicano un'ottima affinità tra il modello numerico così calibrato e i dati sperimentali, eccetto per il quinto modo di vibrare [tabella 41].

Modi sperimentali	2.11	0.93	0	0.06	0.02	0
	2.61	0	0.83	0.04	0	0.07
	3.34	0.06	0.03	0.86	0.06	0.01
	3.64	0	0	0.02	0.94	0.05
	3.97	0.1	0	0.44	0.02	0.58
	[Hz]	2.05	2.78	3.03	3.63	3.83
	Modi numerici					

Tabella 41 Matrice MAC

CAPITOLO 7

STIMA DEL TIRO DELLE FUNI MEDIANTE PROVE DINAMICHE

In questa fase si vuole determinare l'effetto della temperatura sui cavi che presidiano la Chiesa. Recentemente è stato posizionato in situ un sensore su una fune lunga 28.2 m che acquisisce continuamente dati sulla sua frequenza [Fig.155]. Tramite la modellazione di una fune su Ansys si è cercato di verificare la corrispondenza tra i dati forniti dal programma e quelli ottenuti studiando la dinamica di una corda tesa, considerando che la presollecitazione cambia al variare della temperatura. Successivamente si confronteranno i risultati numerici e di calcolo con i risultati sperimentali, per poi vedere come cambia il comportamento globale dell'edificio al variare della pretensione assegnata ai trefoli. L'ipotesi di base è che il tiro di 30 kN sia stato assegnato ai trefoli con una temperatura di 25°C.



Figura 155 Foto del sensore

7.1 Sistema di monitoraggio: Componenti e attrezzature

7.1.1 Analog devices ADXL355



Figura 156 Scheda di valutazione Analog Devices ADXL355Z

L'Analog Devices ADXL355 [Fig.156] è un accelerometro MEMS digitale programmabile a 3 assi con un convertitore analogico digitale a 20bit integrato. Un accelerometro MEMS misura l'accelerazione attraverso la variazione di capacità in un sistema di micro-masse inerziali.

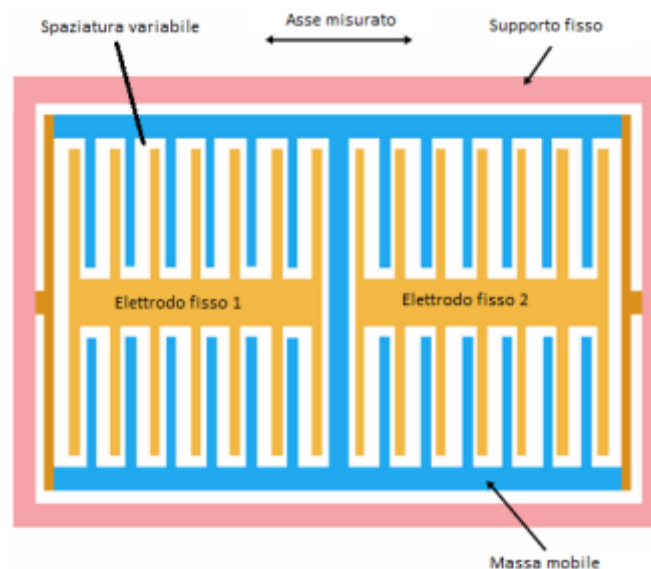


Figura 157 Struttura generica di un sensore accelerometrico MEMS

Gli elettrodi fissi sono ancorati al supporto fisso e quindi all'intero package, al contrario, la massa mobile è libera di muoversi lungo l'asse poiché è ancorata solo in quattro punti periferici [Fig.157]. Una forza che agisce sul package provoca lo spostamento del supporto fisso ma anche della massa mobile, che grazie alla sua inerzia, continuerà a muoversi e quindi varierà la spaziatura tra la massa mobile e gli 3 elettrodi fissi. Questo movimento provoca la variazione della capacità che viene poi trasdotta in tensione e campionata dall'ADC. L'accelerometro permette di accedere ai dati campionati tramite i protocolli di comunicazione SPI o i2c, con una richiesta di lettura dei registri interni. L'implementazione digitale del sensore permette, inoltre, di configurare dei filtri passa basso e passa alto integrati nell'accelerometro scrivendo su opportuni registri.

7.2 Effetti della temperatura e dinamica della fune

7.2.1 Effetti delle variazioni termiche sulle strutture

Le variazioni termiche che agiscono sulle strutture possono essere classificate in:

- Variazioni che producono solo spostamenti e deformazioni;
- Variazioni che producono anche o solo stati di coazione (sollecitazioni interne).

Si consideri un corpo libero nello spazio e lo si sottoponga ad una variazione di temperatura ΔT . Per effetto della variazione termica, il corpo subisce in ogni punto una deformazione ε_t , la cui entità è direttamente proporzionale alla variazione di temperatura ΔT . La costante di proporzionalità è nota come coefficiente di dilatazione termica e si indica con il simbolo α . Si può pertanto scrivere:

$$\varepsilon_t = \alpha \Delta T \quad [7.1]$$

Per materiali come l'acciaio ed il calcestruzzo α assume il valore di $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Essendo il corpo libero di deformarsi in una qualunque direzione dello spazio, perché privo di vincoli, la variazione termica produce solo spostamenti e deformazioni senza fare insorgere nessuno stato di sollecitazione all'interno del corpo. Quando si passa a considerare gli effetti di una variazione termica su una fune soggetta ad un assegnato numero di vincoli, gli effetti che si registrano variano in funzione del numero e della disposizione dei vincoli. Si consideri una fune, con una cerniera fissa nell'estremo A e un carrello nell'estremo B [Fig.161]:

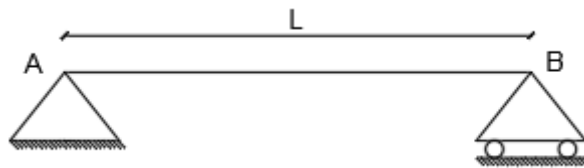


Figura 161 Trave cerniera-carrello

Se la si sottopone ad una variazione termica costante [Fig.162], ossia tutte le fibre della fune sono sottoposte alla stessa variazione di temperatura, ad es positiva. Le fibre si allungano della quantità

$$\Delta L = \varepsilon_t L = \alpha \Delta T L \quad [3]$$



Figura 162 Dilatazione della trave

Lo stesso dicasi se la variazione termica è negativa, nel qual caso si registra un accorciamento della fune. La possibilità di spostamento è garantita dalla presenza dell'appoggio scorrevole in B. Se si sostituiscono per esempio la cerniera e il carrello con due incastri [Fig. 163], questi comporteranno l'insorgere di uno stato di sollecitazione interno nel caso della variazione termica.

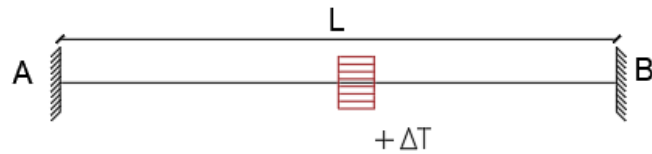


Figura 163 Trave incastrata sottoposta a variazione di temperatura

In questo caso le fibre longitudinali della fune non possono allungarsi, perché i due incastri impediscono qualunque traslazione, ed in particolare lo spostamento nella direzione dell'asse. L'azione dei vincoli sulla fune si esplica attraverso le reazioni vincolari che essi trasmettono alla fune, e per effetto delle quali nasce all'interno del corpo uno stato di sollecitazione, che si è soliti indicare con il termine di stato di coazione termica. La fune vorrebbe allungarsi di una quantità

$$\Delta L = \varepsilon_t L = \alpha \Delta T L \quad [7.2]$$

Ma ciò non è reso possibile dalle condizioni di vincolo. Per questo, nel caso di dilatazione termica positiva, si avrà una perdita di tensione nella fune pari a

$$F = \varepsilon_t EA = \alpha \Delta T EA. \quad [7.3]$$

Contrariamente, se la fune si ritira, la pretensione aumenterà.

N.B: Si osservi come il valore del tiro dipenda dalla sezione trasversale e dal modulo di elasticità del materiale. Pertanto lo sforzo normale sarà tanto maggiore quanto maggiore è la rigidità assiale EA della fune, ossia quanto maggiore è il modulo di elasticità (materiale più rigido) e/o quanto maggiore è la sezione trasversale.

Quindi:

- ogni qualvolta la variazione termica produce spostamenti e deformazioni compatibili con i vincoli, la variazione termica non fa insorgere alcuno stato di sollecitazione all'interno della struttura.
- quando la variazione termica tende a produrre spostamenti non compatibili con i vincoli, allora all'interno della struttura insorge uno stato di sollecitazione.

7.2.2 Frequenza di una corda ideale fissata agli estremi nelle piccole oscillazioni

Per corda ideale, si intende un oggetto unidimensionale, perfettamente flessibile.

L'equazione

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \Delta u \quad [7.4]$$

È alla base dello studio dei fenomeni vibratorii nei mezzi continui.

7.2.2.3 Derivazione dell'equazione delle corde vibranti

Si consideri una corda omogenea di lunghezza l fissata ai propri estremi. Si assume che la corda sia flessibile e inestensibile, in modo da non offrire resistenza ai cambiamenti della propria forma, senza cambiare la lunghezza della corda stessa. In altre parole si intende un modello di continuo unidimensionale che ammette solo sforzi di trazione. Si assume poi che la tensione nella corda sia molto più grande delle forze gravitazionali, quindi le forze dovute alla gravità verranno trascurate. Sotto queste condizioni possiamo supporre che la corda si trovi in equilibrio lungo l'asse x . Qui considereremo solo le vibrazioni trasverse (e non quelle longitudinali) della corda.

Introduciamo un sistema di riferimento con origine in un estremo della corda, con l'asse x diretto secondo la corda e l'asse y sul piano in cui avviene il moto. Indichiamo con $u = u(x, t)$ lo spostamento al tempo t della corda dalla posizione di equilibrio e supponiamo che gli spostamenti $u = u(x, t)$ siano piccoli insieme alle loro derivate $\frac{\partial u}{\partial x}$. Si consideri un piccolo tratto AB della corda di lunghezza ds , avente estremi x e $x + dx$, ovvero di lunghezza orizzontale dx . L'ipotesi di inestensibilità della corda consente di dire che la lunghezza $l(t)$ della corda a ogni istante sia tale che $\frac{l(t)}{l} \approx 1$. Quindi per i piccoli spostamenti la lunghezza del tratto AB non cambia, in accordo col fatto che l'allungamento è dato da $\sqrt{1 + \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2} dx$ e che, per la piccolezza della derivata, coincide con dx . Se indichiamo con $\alpha(x)$ l'angolo che la tangente in x alla corda forma con la direzione positiva dell'asse, possiamo assumere

$$\cos \alpha \approx 1, \quad \sin \alpha \approx \tan \alpha = \frac{\partial}{\partial x} u(x, t). \quad [7.5]$$

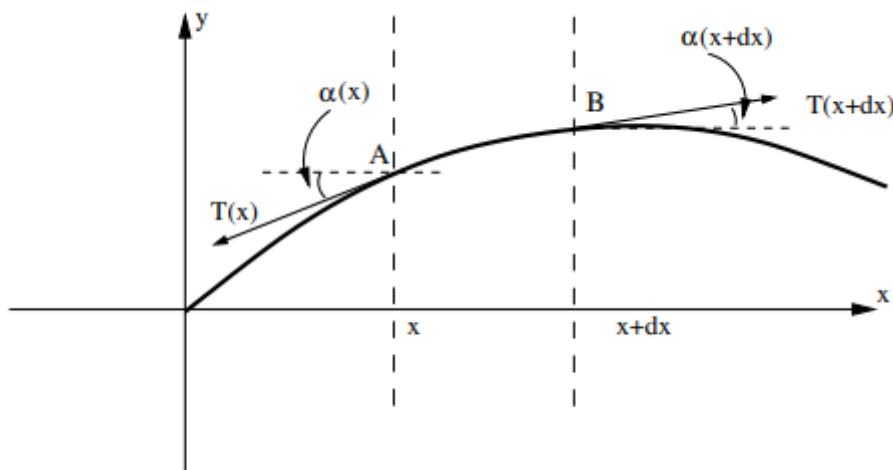


Figura 164

Mostriamo innanzitutto che la tensione T può essere considerata indipendente da x , e quindi $T = T_0$. Infatti le forze agenti sul tratto AB sono le tensioni $T(x)$ e $T(x + dx)$ tangenti alla corda nei punti estremi A e B e le forze inerziali [Fig.164]. Nella direzione dell'asse x la risultante delle forze deve essere zero, e poiché le forze inerziali ed esterne sono dirette secondo l'asse y la risultante secondo x si riduce a

$$T(x)\cos \alpha(x) - T(x + dx)\cos \alpha(x + dx) = 0. \quad [7.6]$$

Poiché, come abbiamo detto, gli angoli sono piccoli, i coseni si possono approssimare con 1, e quindi da (7.6) segue

$$T(x) \approx T(x + dx).$$

Per l'arbitrarietà dei punti x e $x + dx$ sulla corda, la tensione è indipendente da x e si ha

$$T(x) \approx T_0 \text{ per tutti gli } x \text{ e } t.$$

Deriviamo ora l'equazione delle corde vibranti, facendo uso del principio di d'Alembert che richiede che le forze agenti su un dato segmento della corda, incluse le forze d'inerzia, siano in equilibrio. Come già osservato ci limitiamo al solo moto trasversale (laterale) della corda, pertanto la risultante delle forze nella direzione y , relativamente al tratto di corda fra x_1 ed x_2 è

$$\sum F_y = T \sin \alpha_2 - T \sin \alpha_1 \quad [7.7]$$

dove α_i sono gli angoli formati dalle tangenti in x_i . Sia $u = u(x, t)$ lo spostamento laterale della corda nel punto x al tempo t , pertanto, in accordo alle leggi di Newton,

$$\sum F_y = ma_y = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dx$$

dove si è tenuto conto che la massa del tratto di corda fra x_1 e x_2 è dato da ρdx , dove ρ è la densità lineare nel punto della corda. Riguardo al secondo membro di (7.7), possiamo tenere conto che della (7.5) e quindi

$$T \sin \alpha_2 - T \sin \alpha_1 \approx T \tan \alpha_1 - T \tan \alpha_2 \approx T \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{\alpha_2} - T \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{\alpha_1}$$

L'equazione (7.7) diventa

$$m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = T \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{\alpha_2} - \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{\alpha_1} \right]$$

Se teniamo conto della pendenza della curva approssimandola secondo Taylor come

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{\alpha_2} = \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{\alpha_1} + \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)_{\alpha_1} dx$$

a meno di infinitesimi d'ordine superiore, si ha

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dx = T \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} dx$$

Possiamo quindi ottenere l'equazione nella forma

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

Dove

$$c = \sqrt{\frac{T}{\rho}}$$

è dimensionalmente una velocità in quanto data dal rapporto di una forza [LMT⁻²] e di una densità lineare [L⁻¹M]. c è detta velocità dell'onda con cui l'onda si propaga lungo la corda.

7.2.2.4 Soluzione dell'equazione di d'Alembert col metodo di Fourier

Il metodo di Fourier per risolvere l'equazione delle onde è noto come metodo della separazione delle variabili. Un vantaggio di questo metodo è dovuto al fatto che in questo modo è possibile ottenere lo spettro dell'equazione.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad [7.8]$$

Dove $c^2 = \frac{T}{\rho}$. Supponiamo che al tempo $t = 0$ lo spostamento e la velocità della corda siano assegnati (condizioni iniziali)

$$u(x, 0) = u_0(x)$$

$$\left[\frac{\partial u}{\partial t} \right]_{t=0} = v_0(x)$$

e che inoltre la corda abbia gli estremi fissati (condizioni al contorno)

$$u(0, t) = u(L, t) = 0$$

per tutti i tempi t . Cerchiamo soluzioni di (2.14) a variabili separate, cioè del tipo

$$u(x, t) = X(x)T(t) = 0 \quad [7.9]$$

in modo da ridurre l'equazione ad una uguaglianza fra due espressioni che siano funzioni della sola x e della sola t . Sostituendo nell'equazione (7.4), si ottiene

$$X(x)T''(t) = c^2 X''(x)T(t) \quad [7.10]$$

da cui dividendo per $c^2 X(x)T(t)$ si ottengono termini che sono a loro volta dipendenti dalla sola x e dalla sola t

$$\frac{X''(x)}{X(x)} = \frac{T''(t)}{c^2 T(t)}$$

La precedente relazione deve valere per qualsiasi valore di x e t , pertanto le espressioni dei due termini devono essere costanti. Sia $-\omega^2$ il valore di questa costante, (il segno meno sta ad indicare che l'accelerazione dell'elemento della corda è sempre diretta verso la posizione d'equilibrio, si noti poi che non vogliamo soluzioni esponenziali che vanno all'infinito) il nostro problema si riduce ad uno nuovo del tipo

$$X''(x) = -\omega^2 X(x), \quad x \in (0, l),$$

$$T''(t) = -\omega^2 c^2 T(t), \quad t \in (0; +\infty).$$

Le soluzioni generali delle precedenti equazioni sono

$$X(x) = A \sin \omega x + B \cos \omega x$$

$$T(t) = C \sin \omega c t + D \cos \omega c t$$

dove A, B, C e D sono costanti da determinarsi tenendo conto sia delle condizioni iniziali che di quelle al contorno. Sostituendo in (7.9), si ottiene

$$u(x, t) = (A \sin \omega x + B \cos \omega x) (C \sin \omega ct + D \cos \omega ct) \quad [7.11]$$

Imponiamo le due condizioni al contorno, corrispondenti a richiedere gli estremi fissi, per ogni tempo $t: u(0, t) = 0, u(l, t) = 0, ,$ ottenendo

$$A \sin \omega 0 + B \cos \omega 0 = 0$$

$$A \sin \omega l + B \cos \omega l = 0$$

La prima equazione implica $B = 0$. mentre la seconda, escludendo la soluzione banale, implica

$$\sin \omega l = 0, \text{ ovvero } \omega l = n\pi,$$

dove $n=1,2,3,\dots$ Introducendo l'indice n si ha

$$\omega_n = \frac{n\pi}{l}.$$

Sostituendo in (7.11), si ottiene una soluzione

$$u(x, t) = A \sin \frac{n\pi}{l} x \left(C \sin \frac{n\pi}{l} ct + D \cos \frac{n\pi}{l} ct \right) \quad [7.12]$$

ma abbiamo una soluzione per ogni $n \in \mathbb{R}$, caratterizzata da essere periodica in t con frequenza

$$\mu_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{n}{2l} c = \frac{n}{2l} \sqrt{\frac{T}{\rho}}$$

Per ogni n abbiamo una soluzione del tipo (7.12), quindi definendo le costanti arbitrarie $a_n = AC$ e $b_n = AD$ possiamo scrivere la cosiddetta soluzione fondamentale dell'equazione delle onde

$$u(x, t) = \sin \frac{n\pi}{l} x \left(a_n \sin \frac{n\pi c}{l} t + b_n \cos \frac{n\pi c}{l} t \right) \quad [7.13]$$

Per il principio di sovrapposizione degli effetti, è soluzione del problema anche

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{+\infty} \sin \frac{n\pi}{l} x \left(a_n \sin \frac{n\pi c}{l} t + b_n \cos \frac{n\pi c}{l} t \right) \quad [7.14]$$

È comodo riscrivere la soluzione generale (7.14) nella forma

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{+\infty} c_n \sin \frac{n\pi}{l} x \cos \left(\frac{n\pi c}{l} t + \theta_n \right) \quad [7.15]$$

dove le nuove costanti arbitrarie sono legate alle precedenti dalle seguenti relazioni

$$c_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}, \quad \theta_n = -\arctan \frac{a_n}{b_n}.$$

Valutiamo ora la velocità iniziale

$$\frac{du}{dt}(x,0) = - \sum_{n=1}^{+\infty} c_n \frac{n\pi c}{l} \sin \frac{n\pi}{l} x \sin \theta_n \quad [7.16]$$

da cui si ricava che se la velocità iniziale è nulla, allora tutte le costanti θ_n sono nulle. Pertanto la soluzione è

$$u(x,t) = \sum_{n=1}^{+\infty} c_n \sin \frac{n\pi}{l} x \cos \frac{n\pi c}{h} t \quad [7.17]$$

Diamo ora una interpretazione della soluzione (7.14). La più generale vibrazione della corda vibrante è data dalla sovrapposizione di vibrazioni del tipo

$$u_n(x,t) = c_n \sin \frac{n\pi}{l} x \cos \left(\frac{n\pi c}{l} t + \theta_n \right) \quad [7.18]$$

Ciascuna di queste vibrazioni rappresenta un particolare modo di vibrare della corda. Se fissiamo un tempo t , allora la forma della vibrazione è caratterizzata dal termine $\sin \frac{n\pi}{l} x$, ovvero nella lunghezza l della corda si ha un numero intero n di semilunghezze d'onda. Due nodi coincideranno con gli estremi fissi della corda, e successivamente gli altri divideranno lunghezza della corda in 2, 3, . . . parti. Ciascuna di queste onde (vedi figura), dette onde stazionarie, avrà una lunghezza d'onda

$$\lambda = \frac{2l}{n}, \quad n = 1, 2, \dots$$

Ciascuno dei punti della corda seguirà un moto oscillatorio armonico avente fase θ_n e ampiezza $c_n \sin \frac{n\pi}{l} x$. La corda vibrante produce un suono la cui altezza dipende dalla frequenza dell'oscillazione. La frequenza più bassa è detta frequenza fondamentale ed è data da

$$\omega = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{T}{\rho}}$$

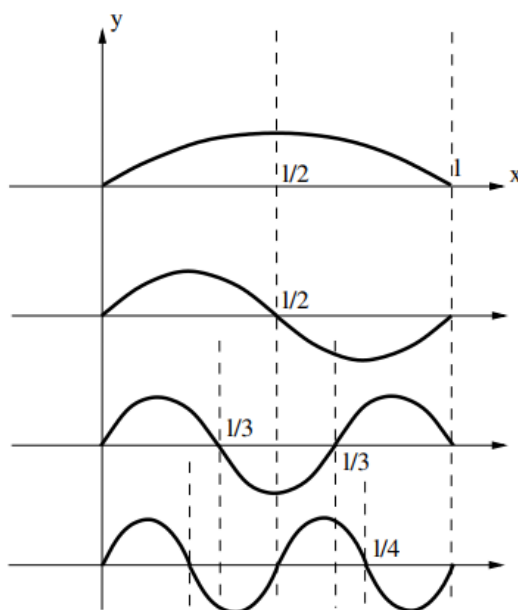


Figura 165 Armoniche

I toni che corrispondono a frequenze più alte sono detti overtone, mentre quelle frequenze che sono multiple della frequenza fondamentale sono chiamate armoniche. Il tono fondamentale sarà detto prima armonica, il tono con frequenza doppia sarà detto seconda armonica, e così via [Fig.165]. Ciascuna delle onde stazionarie date da (2.24) può essere interpretata come un'onda di frequenza $\frac{nc}{2l}$ con una ampiezza variabile nel tempo con frequenza

$$\frac{nc}{2l}$$

vediamo per esempio in figura la seconda armonica, con $n = 2$. [Fig.166]

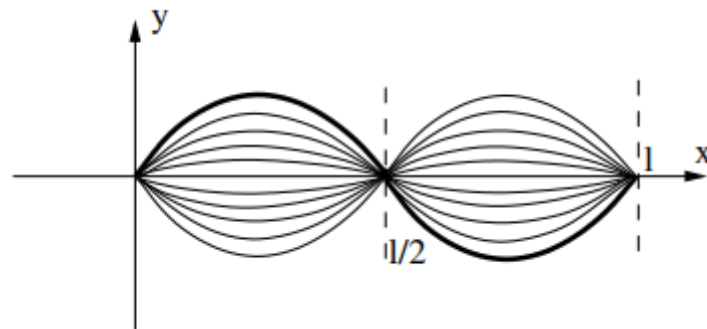


Figura 166 seconda armonica

Si ricorda che la combinazione delle varie armoniche produce il timbro che è differente da uno strumento musicale all'altro ed è dovuto alle varie armoniche. Un suono accompagnato da diversi sovratoni, come quello degli strumenti musicali, è particolarmente piacevole a sentirsi, l'ampiezza dell'n-esima armonica svanisce nei punti

$$x = 0, \frac{l}{n}, \frac{2l}{n}, \dots, \frac{(n-1)l}{n}, l$$

poiché questi sono i punti per cui $\sin \frac{n\pi}{l}x = 0$. Questi punti sono chiamati i nodi dell'n-esima armonica. L'ampiezza dell'n-esima armonica raggiunge il suo massimo nei punti

$$x = \frac{l}{2n}, \frac{3l}{2n}, \dots, \frac{(2n-1)l}{2n},$$

poiché la funzione $\sin \frac{n\pi}{l}x$ ha in questi punti il suo massimo. Questi punti sono chiamati gli antinodi dell'n-esima armonica. Se noi blocchiamo la nostra corda lunga l nel suo punto di mezzo, cioè nell'antinodo della vibrazione fondamentale, allora le ampiezze degli altri toni aventi un antinodo in quel punto spariranno. Tutte le armoniche dispari verranno soppresse, ma le armoniche che hanno un nodo nel punto di mezzo non verranno toccate. In questo modo rimarranno solo le armoniche pari e la frequenza più bassa sarà $\frac{2\pi}{l} \sqrt{\frac{T}{\rho}}$.

7.3 La composizione delle funi

Le funi d'acciaio sono componenti funiviari composti da fasci metallici, avvolti in modo ordinato tra loro. La quantità di fili, il senso in cui sono avvolti tra loro e il tipo di materiale utilizzato conferiscono alla fune ottime prestazioni in termine di resistenza alla trazione, flessibilità e maneggevolezza, necessarie all'impiego in vari campi tra cui l'edilizia.

Esistono due grandi categorie di funi: le funi a trefoli e le funi spiroidali.

Gli elementi primari di cui sono formate le funi a trefoli sono i fili, che avvolti tra loro in modo elicoidale,

formano il secondo elemento, ovvero i trefoli. A loro volta i trefoli, avvolti tra loro su un'anima centrale, formano la fune [Fig.167].

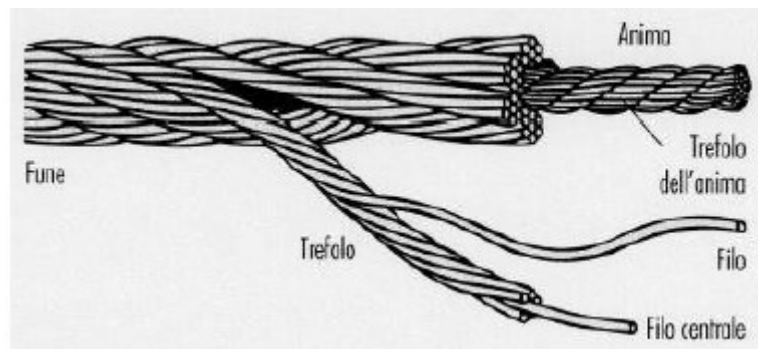


Figura 167 Trefolo

Le funi spiriodali sono composte da strati sovrapposti di fili di diametro simile, avvolti tra loro in modo elicoidale, ma in senso opposto ad ogni strato per compensare la torsione [Fig.168].



Figura 168 Funi spiriodali

7.3.1 Filo

È l'elemento di base costitutivo della fune di acciaio ed è ricavato mediante trafilatura da una vergella (barra di acciaio semilavorato) [Fig.169]. Il materiale di base è generalmente acciaio con contenuto in carbonio di circa 0.8% e alto grado di purezza. Attraverso varie operazioni la vergella di un determinato diametro si trasforma, per successive riduzioni, in fili di prestabilite caratteristiche dimensionali e meccaniche. I fili sono avvolti su bobine da installare sulle macchine cordatrici per la realizzazione dei trefoli o manti nel caso di funi spiriodali. I fili possono essere di sezione circolare (fili tondi) o sagomati a Z. La sagomatura non permette di sottoporre i fili alle stesse tecniche di trafilatura dei fili tondi, per cui, rispetto a quest'ultimi, i fili sagomati hanno una minore resistenza alla trazione.



Figura 169 Vergelle

7.3.2 Trefolo

È l'insieme di più fili disposti a elica attorno a un filo centrale. Vengono assemblati sulla macchina cordatrice partendo dalle bobine di filo [Fig.170].



Figura 170 Trefolatura

La fune è costituita dall'insieme di più trefoli avvolti attorno ad un'anima tessile o metallica mediante l'operazione di cordatura [Fig.171].



Figura 171 Cordatura

Prima di questa operazione i trefoli sono sottoposti a preformazione [Fig.172] con lo scopo di conferire la loro forma elicoidale che assumeranno nella formazione finale della fune.



Figura 172 Preformazione

Con la preformazione si acquisiscono i seguenti vantaggi:

- Quando la fune viene tagliata i trefoli non si svolgono e non servono saldature;
- Migliora il comportamento a fatica della fune;
- I fili, in caso di rottura, mantengono la loro posizione;
- Dopo la messa in servizio della fune, il suo diametro rimane più stabile nel tempo e subisce minore torsione.

7.3.3 Anima

È la parte centrale della fune e può essere di natura metallica (nucleo spiroidale di fili in acciaio) o flessibile (tessile o plastico).

L'anima in una fune metallica ha il compito di:

- Sostenere i trefoli nella loro corretta configurazione geometrica assegnata;
- Fornire alla fune di movimento la flessibilità necessaria per l'avvolgimento e svolgimento sulle pulegge;
- Mantenere all'interno della fune stessa il lubrificante necessario per ridurre lo strisciamento tra i fili.

L'anima può essere formata da:

- Fibre metalliche (acciaio legato) o metallica con copertura plastica;
- Fibre naturali (canapa, juta, cotone);
- Fibre sintetiche (polietilene, polipropilene).

L'anima metallica ha il vantaggio di contribuire alla capacità di trazione della fune, per cui la sua sezione può essere inferiore rispetto a quella con anima in materiale plastico o tessile.

L'anima plastica o tessile ha il vantaggio della maggiore flessibilità e capacità di distanziare i trefoli tra di loro, riducendo lo sfregamento e quindi il consumo delle parti metalliche. Inoltre può essere ingrassata in fase di costruzione, per cui il lubrificante viene rilasciato durante tutta la vita della fune, proteggendola dagli agenti atmosferici e riducendo la corrosione. Rispetto all'anima tessile, l'anima plastica ha durata molto più lunga ma è più costosa. Ha il vantaggio di modellarsi meglio tra i trefoli, riducendo le vibrazioni trasmesse sui rulli dell'impianto. L'anima tessile si impregna meglio di lubrificante, quindi è più usata nei luoghi dove la corrosione è più critica.

La lubrificazione della fune dunque avviene durante il processo di trefolatura e cordatura. Il lubrificante immagazzinato dalla fune nel processo produttivo resta al suo interno per tutta la durata della vita della fune. Alcuni produttori consigliano una rilubrificazione esterna durante l'utilizzo, per preservare le parti più esposte agli agenti atmosferici.

7.4 FASE 1: Elaborazione di un foglio di calcolo Excel

Prima di tutto è stato elaborato un foglio di calcolo su Excel, in cui si è tenuto conto del fatto che la variazione di temperatura influisce sulla pretensione assegnata alla fune e ne cambia le frequenze. Per l'area dell'elemento ci si è riferiti a quella del trefolo, considerando il fatto che l'area effettiva di un trefolo è minore di un $\phi 26$. Per la lunghezza della fune si è presa la misura di una fune sul prospetto Nord di 28.2 m.

DATI INSERITI:

GRANDEZZA		VALORE
Diametro	ϕ	26 mm

Area	A	349.92 mm ²
E reale	E	110000 N/mm ²
Coefficiente di dilatazione termica	α	0.000012 °C ⁻¹
Lunghezza iniziale	L_0	28200 mm
Peso specifico	P_s	78.5 kN/m ³
Temperatura alla messa in opera	T_0	25 °C
Densità lineare	$\rho = \frac{P_s A}{9.81} = \frac{78.5 \times 349.92 \times 10^{-6}}{9.81}$	0.0028 Kg/m

CALCOLO PER T=25°C

Successivamente sono state calcolate le frequenze della fune alla temperatura di messa in opera (25°C) con una pretensione di 30 kN. Il procedimento è il seguente:

GRANDEZZA		VALORE
Pretensione	F_0	30 kN
Deformazione	$\varepsilon = \frac{F_0}{EA} = \frac{30000}{110000 \times 349.92}$	0.000779
Tensione	$\sigma_0 = E\varepsilon = 110000 \times 0.000779$	85.73 N/mm ²

Frequenze $\rightarrow f_n = \frac{n}{2L_0} \sqrt{\frac{F_0}{\rho}}$

n	f_n [Hz]
1	1.8352
2	3.6705
3	5.5057
4	7.3410
5	9.17628
6	11.0115
7	12.8468
8	14.6821
9	16.5173
10	18.3526

Tabella 42 Frequenze per T=25°C

In seguito sono state calcolate le frequenze per temperature diverse rispetto alla temperatura di messa in opera: 0°C; +10°C; +20°C; +30°C; +35°C. A causa del gradiente termico si registrerà un aumento o una diminuzione del tiro iniziale di 30 kN.

CALCOLO PER T=0°C

GRANDEZZA		VALORE
Temperatura		0°C
Variazione di temperatura	$\Delta T = T_F - T_O = 0-25$	-25°C
Variazione di lunghezza	$\Delta L = L_O \alpha \Delta T = 28200 \times 0.000012 \times (-25)$	-8.46 mm
Lunghezza finale	$L_F = L_O + \Delta L = 28200 - 8.46$	28191.54 mm
Deformazione	$\varepsilon_t = \frac{\Delta L}{L_O} = \frac{-8.46}{28200}$	-0.0003
Variazione di tiro	$\Delta F = \varepsilon_t EA$ $= 0.0003 \times 110000 \times 349.92 \times 10^{-3}$	11.54 kN
Tiro finale	$F_F = F_O + \Delta F = 30 + 11.54$	47.54 kN
Variazione di tensione per la temp.	$\Delta \sigma_t = E \varepsilon_t = 110000 \times 0.0003$	33 N/mm ²
Tensione finale	$\sigma_{tf} = \sigma_o + \Delta \sigma_o = 87.73 + 33$	118.733 N/mm ²

Frequenze $\rightarrow f_n = \frac{n}{2L_0} \sqrt{\frac{F_F}{\rho}}$

n	$f_n t = 0^\circ C$ [Hz]
1	2.15977
2	4.3195
3	6.4793
4	8.6391
5	10.7989
6	12.9586
7	15.1184
8	17.27818
9	19.43795
10	21.59772

Tabella 43 Frequenze per T=0°

Per le altre temperature si riportano i risultati delle prime 10 frequenze e del tiro che consegue alla variazione di temperatura.

T=10°C		
TIRO F_F [kN]	f_n [Hz]	
41.547	f_1	2.03618
	f_2	4.07236
	f_3	6.10854
	f_4	8.14472
	f_5	10.18091
	f_6	12.2171
	f_7	14.25327
	f_8	16.28945
	f_9	18.32564
	f_{10}	20.36182

T=20°C		
TIRO F_F [kN]	f_n [Hz]	
32.309	f_1	1.904588
	f_2	3.80912
	f_3	5.71376
	f_4	7.61835
	f_5	9.522942
	f_6	11.42753
	f_7	13.3321
	f_8	15.2367
	f_9	17.14129
	f_{10}	19.04588

Tabella 44 Frequenze per T=10°C (sinistra) e T=20°C (destra)

T=30°C		
TIRO F_F [kN]	f_n [Hz]	
27.690	f_1	1.7632
	f_2	3.5264
	f_3	5.28960
	f_4	7.0528
	f_5	8.81601
	f_6	10.5792
	f_7	12.3424
	f_8	14.1056
	f_9	15.8688
	f_{10}	17.63201

T=40°C		
TIRO F_F [kN]	f_n [Hz]	
23.071	f_1	1.6094
	f_2	3.2189
	f_3	4.8283
	f_4	6.43776
	f_5	8.0472
	f_6	9.65664
	f_7	11.2661
	f_8	12.87552
	f_9	14.48496
	f_{10}	16.0944

Tabella 45 Frequenze per T=30°C (sinistra) e T=40°C (destra)

T=50°C		
f_n [Hz]		
f_1	1.4393	
f_2	2.8787	
f_3	4.31804	
f_4	5.7573	
f_5	7.1967	
f_6	8.6308	
f_7	10.07543	
f_8	11.51477	
f_9	12.9541	
f_{10}	14.393	

Tabella 46 Frequenze per T=50°C

Ecco di seguito riportato il grafico che esprime l'andamento delle frequenze con la temperatura secondo i calcoli eseguiti. Ha senso notare come con l'aumentare della temperatura il tiro diminuisce [Fig.172], la frequenza diminuisce e come le frequenze dei modi superiori risentono più dello sbalzo termico [Fig.171].

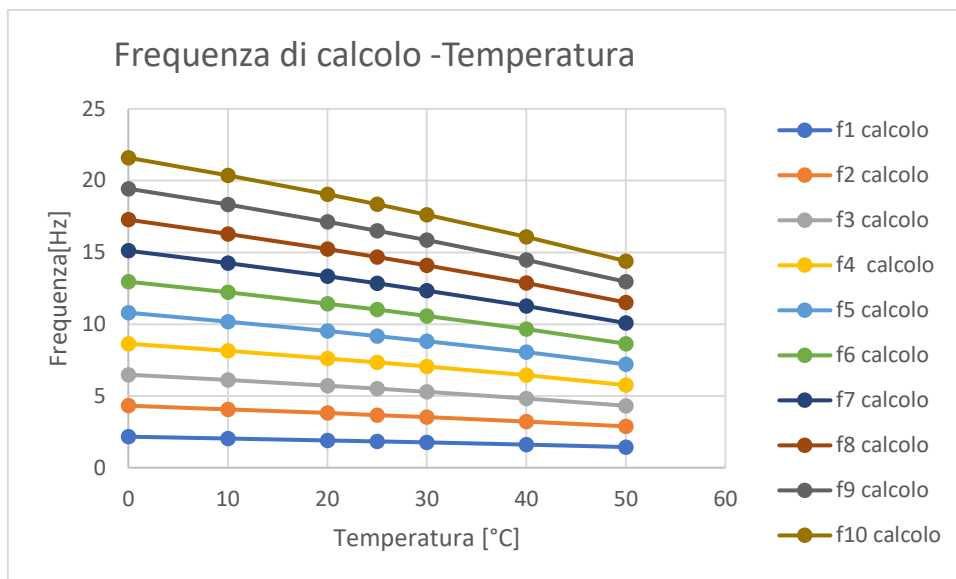


Figura 173 Grafico frequenza-temperatura

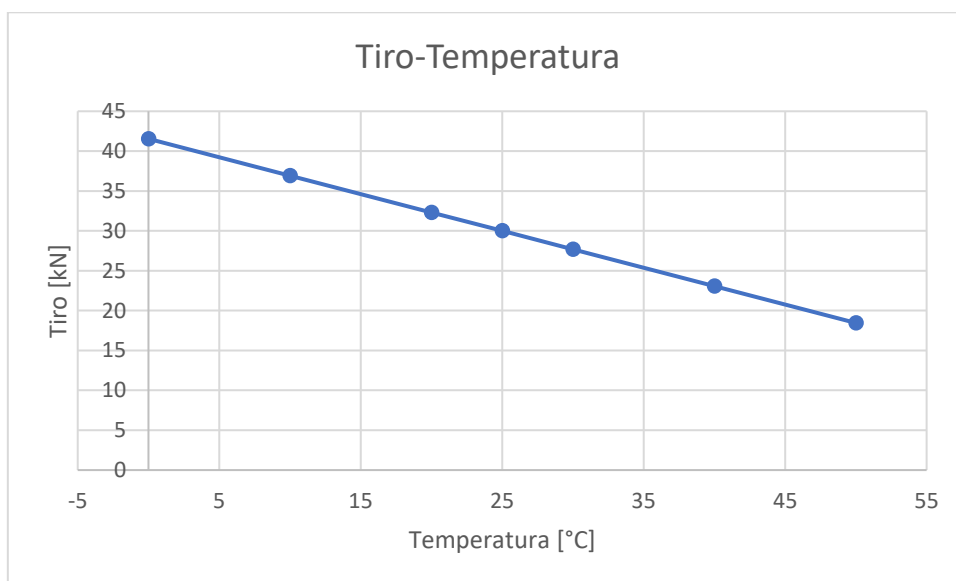


Figura 174 Grafico tiro-temperatura

7.5 FASE 2: Modellazione di una fune con Ansys

Parallelamente è stata modellata una fune con un'area di 349.92 mm² tramite Ansys, anche questa di lunghezza 28.2 m, prima disegnandola su SpaceClaim [Fig.175].



Figura 175 Corda su SpaceClaim

Successivamente è stato assegnato il materiale "Structural Steel", su cui è stato impostato un modulo elastico di 110000 N/mm² e un peso specifico di 78.5 kN/m³ su Mechanical [Fig.176].

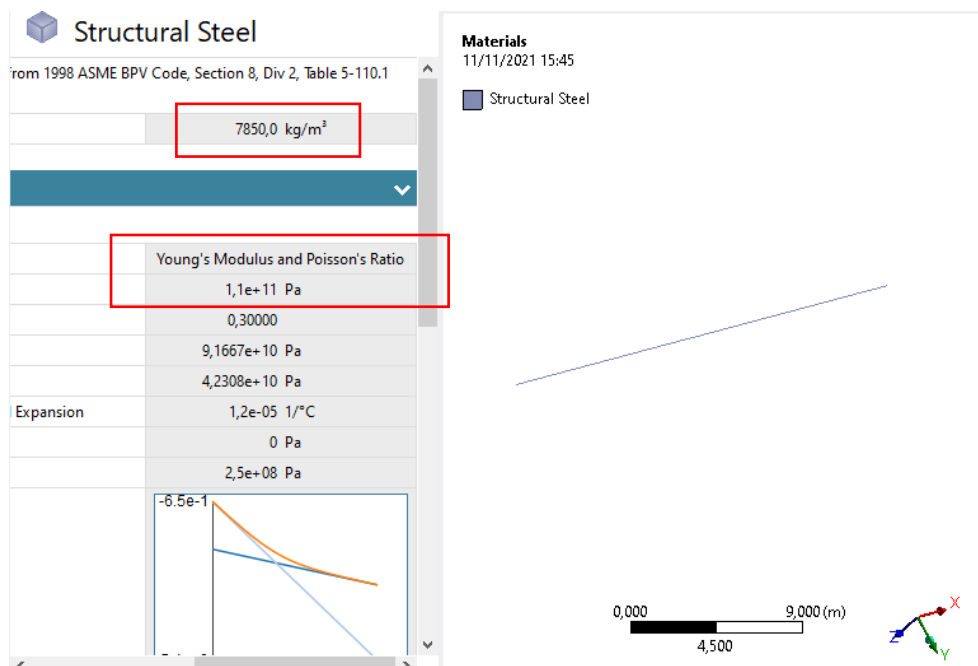


Figura 176 Modulo elastico

La fune è stata incastrata alle estremità inserendo dei fixed support [Fig.177].

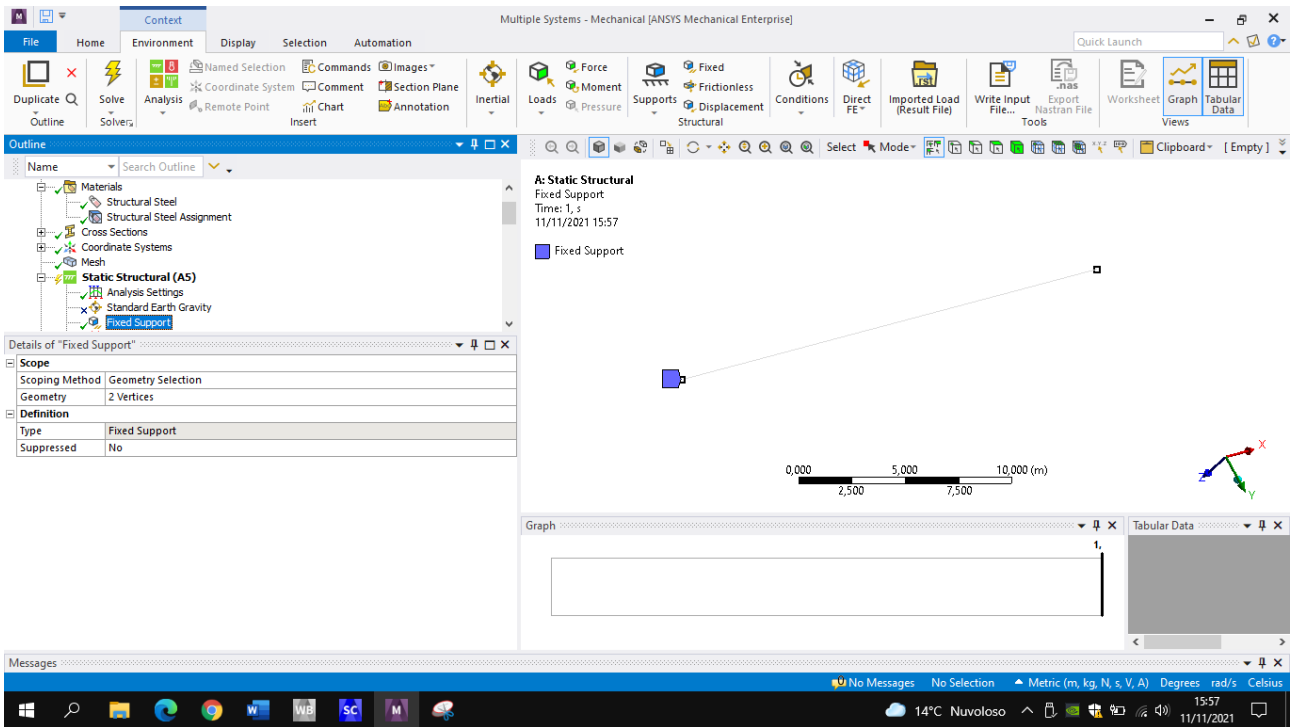


Figura 177 Fune incastrata

Dopo aver fatto la mesh [Fig.178], è stato necessario trascurare la forza di gravità e inserire, come nel caso delle funi della Chiesa, delle “bolt pretensions” [Fig.179], assegnando di volta in volta i tiri calcolati precedentemente che tengono conto della variazione di temperatura per valutare gli effetti del gradiente termico sulle frequenze.



Figura 178 Mesh

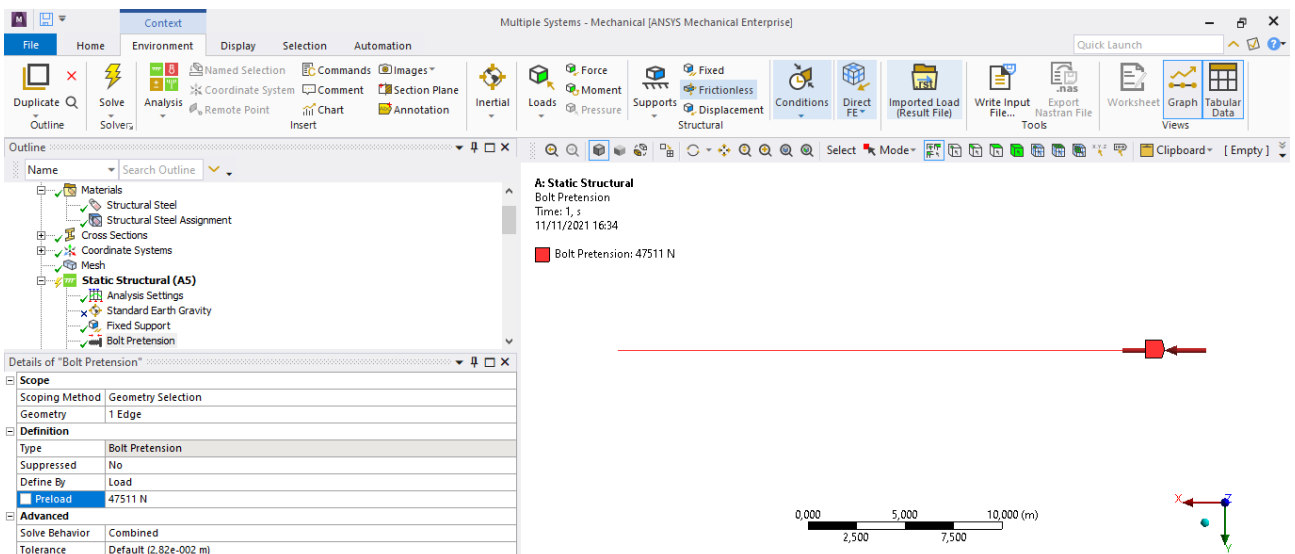


Figura 179 Bolt pretension

Per fare l'analisi modale tenendo conto della pretensione si è impostato il "pre-stress" dalla statica [Fig 180].

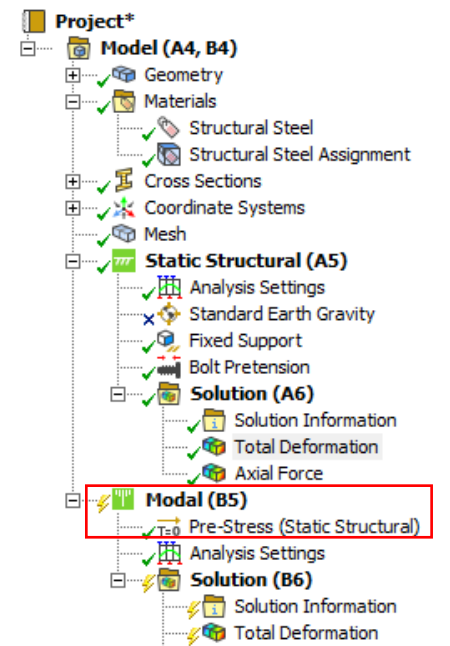


Figura 180 Pre-stressed Modal

Di seguito si riportano le frequenze fondamentali ottenute cambiando il tiro alla fune su Ansys [tabella 47], e i grafici in cui vengono confrontate con i dati provenienti dai calcoli effettuati precedentemente [Fig.181-182].

TEMPERATURA [°C]	TIRO [KN]	FREQUENZA FONDAMENTALE f_0 [Hz]
0	41.547	2.2056
10	36.9284	2.0809
20	32.309	1.9481
25	30	1.8781
30	27.690	1.8054
40	23.071	1.6506
50	18.452	1.4787

Tabella 47 Frequenza fondamentale valutata con Ansys

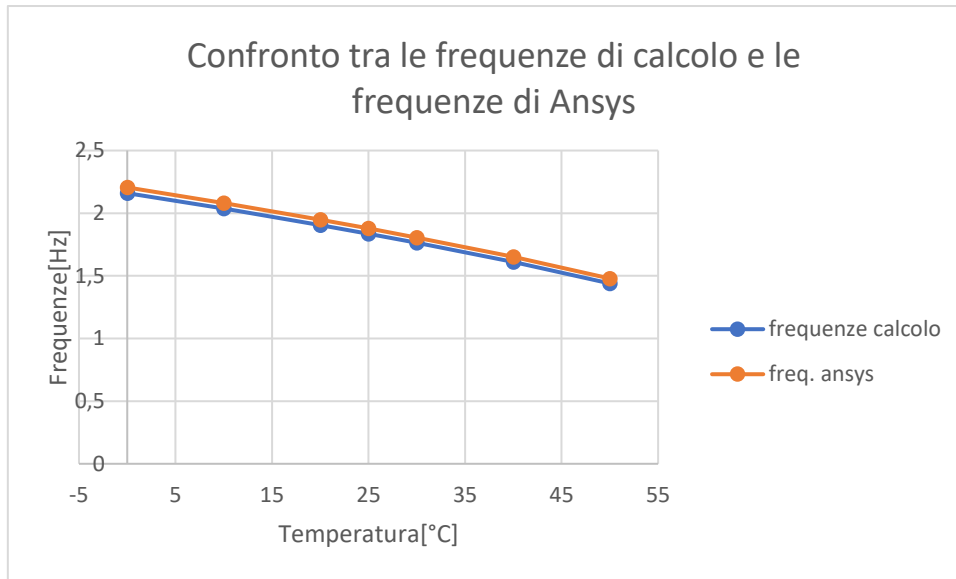


Figura 181 Grafico frequenza-temperatura (confronto calcolo-Ansys)

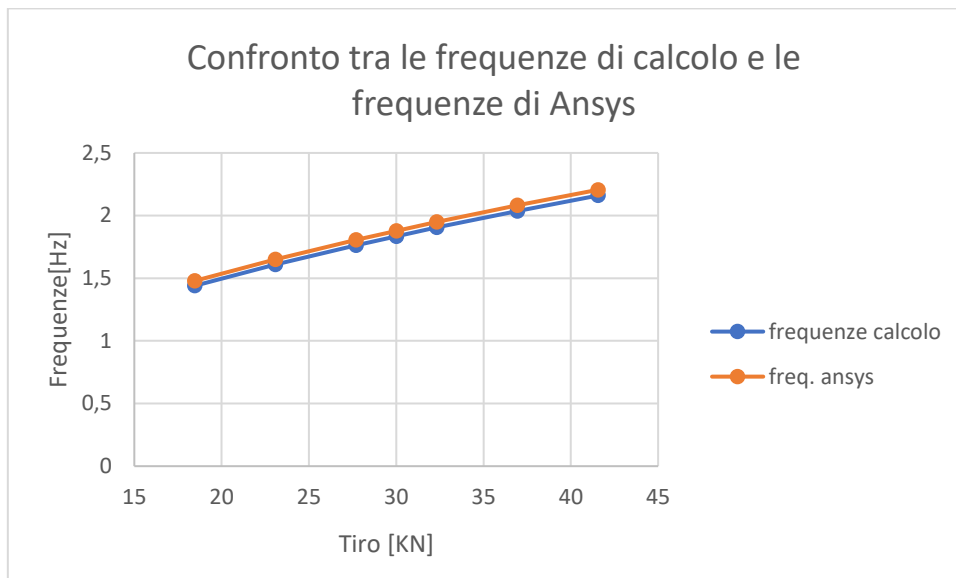


Figura 182 Grafico Frequenza-Tiro (confronto calcolo-Ansys)

7.6 FASE 3: confronto con i dati sperimentali

Successivamente sono stati esaminati i dati presi dal sensore, che ha rilevato le frequenze tra il 30 ottobre 2021 e il 5 novembre 2021. Le frequenze rilevate sono state le seguenti:

Data e ora	T [°C]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]	f_5 [Hz]	f_6 [Hz]	f_7 [Hz]	f_8 [Hz]	f_9 [Hz]
30/10/2021 01:28	7	1,4	2,7	4,1	5,3	6,6	7,8	9,1	10,5	11,91
30/10/2021 13:35	15	1,3	2,6	3,9	5,1	6,3	7,6	8,7	10,01	11,4
31/10/2021 01:37	7	1,4	2,7	4,1	5,4	6,6	8	9,3	10,6	12,01
31/10/2021 13:48	15	1,3	2,6	3,9	5,1	6,3	7,6	8,7	10,01	11,4
01/11/2021 01:51	8	1,4	2,7	4	5,3	6,5	7,7	9	10,4	12
01/11/2021 14:01	15	1,3	2,6	3,9	5,1	6,3	7,6	8,7	10,01	11,4
02/11/2021 02:06	7	1,4	2,7	4	5,3	6,5	7,7	9	10,4	11,8
02/11/2021 14:14	15	1,3	2,6	3,9	5,2	6,3	7,6	8,8	10,2	11,5

03/11/2021 02:21	7	1,4	2,7	4	5,3	6,5	7,7	9	10,4	11,8
03/11/2021 14:31	15	1,3	2,7	4	5,3	6,5	7,7	9,01	10,3	11,7
04/11/2021 02:39	7	1,4	2,7	4	5,3	6,6	7,8	9,01	10,4	11,9
04/11/2021 14:47	15	1,3	2,6	3,9	5,2	6,4	7,7	8,8	10,21	11,7
05/11/2021 02:50	7	1,4	2,8	4,1	5,5	6,8	8	9,4	10,6	12,1
05/11/2021 15:02	15	1,3	2,7	3,9	5,2	6,4	7,6	8,9	10,2	11,8
06/11/2021 03:03	6	1,4	2,7	4,1	5,4	6,6	7,9	9,2	10,6	12

Tabella 48 Frequenze sperimentali rilevate

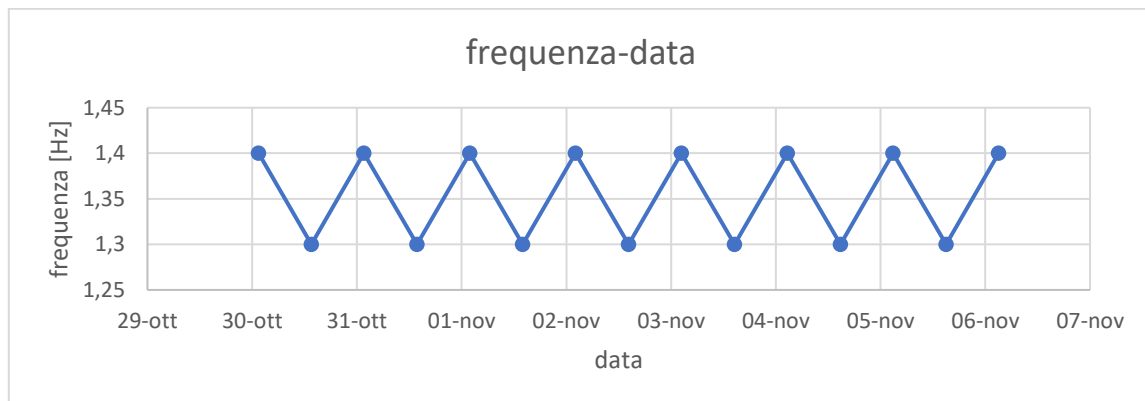


Figura 183 Andamento della frequenza nel tempo

Come si può notare nella tabella 48 e nel grafico precedente [Fig.183], la prima frequenza rilevata sulla fune oscilla intorno a 1.3 Hz di giorno e 1.4 Hz di notte, dovuto al fatto che di giorno essendo più caldo la corda si rilassa e di notte si tende con il calare della temperatura. Da ciò si è dedotto che, essendo la frequenza corrispondente al tiro di progetto di 30 kN pari a 1.8 Hz, c'è stata una perdita di tiro dalla messa in opera del presidio.

Più precisamente si calcola di notte un tiro di:

$$f_1 = \frac{1}{2l_0} \sqrt{\frac{F}{\mu}} \rightarrow F = (f_1 2l_0)^2 \mu = (1.4 \times 2 \times 28.2)^2 \times 0.0028 = 17.4 \text{ kN}$$

Di giorno si calcola un tiro di:

$$f_1 = \frac{1}{2l_0} \sqrt{\frac{F}{\mu}} \rightarrow F = (f_1 2l_0)^2 \mu = (1.3 \times 2 \times 28.2)^2 \times 0.0028 = 15 \text{ kN}$$

7.7 FASE 4: variazione del tiro sulle funi

Avendo validato i calcoli eseguiti e confrontandoli con i dati sperimentali su una singola fune si è passati a valutare l'influenza della pretensione dei trefoli sui modi globali dell'edificio, simulando quindi la variazione di temperatura. In Ansys Mechanical, sul modello ormai calibrato con i nuovi moduli elastici, sono state fatte delle analisi modali, cambiando di volta in volta la pretensione sulle funi che cerchiano la Chiesa, considerando il fatto che le funi nell'ordine inferiore e superiore sono rispettivamente 3+3 $\phi 26$ e 4+4 $\phi 26$,

con area effettiva ridotta, hanno una sezione doppia nel modello e che quindi i tiri valutati prima per un elemento singolo vanno raddoppiati [tabella 49].

Temperatura [°C]	Tiro fune singola [kN]	Tiro fune doppia [KN]
0°	41.54	83.094
10°	36.92	73.857
25°	30	60.000
30°	37.69	55.381
40°	23.07	46.143
50°	18.452	36.905

Tabella 49 Tiri della fune

Cambiando in Ansys Mechanical la pretensione non si hanno avuto variazioni di frequenza [Fig.184]

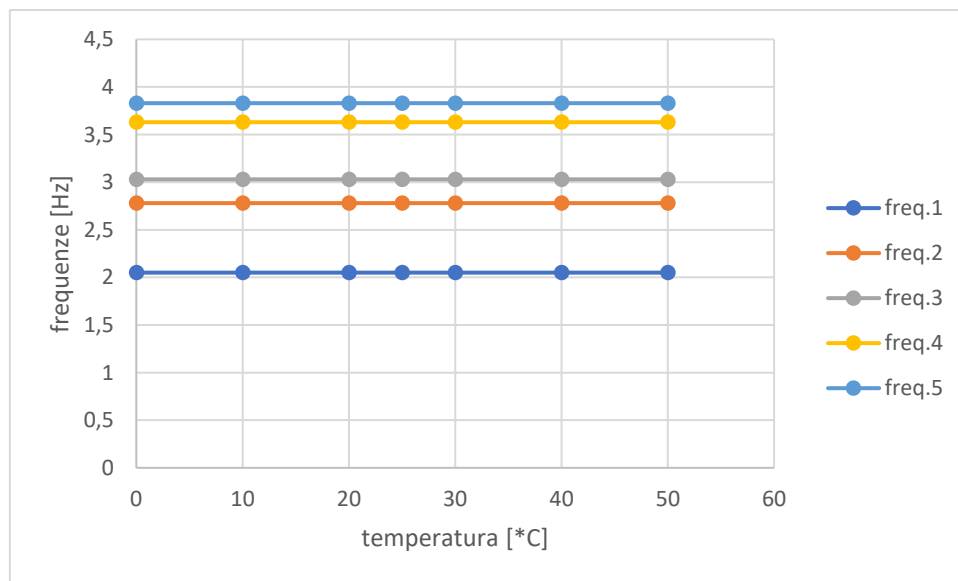


Figura 184 Grafico variazione della frequenza della Chiesa con la temperatura

È evidente come un'analisi lineare non tenga conto delle non linearità di una muratura fessurata, il cui confinamento è dato proprio dalla presenza delle funi pretese. Il modello in campo elastico lineare tende ad essere quasi insensibile alle variazioni della tensione dei trefoli. Si prospetta quindi per il futuro di valutare meglio questo aspetto mediante prove non lineari.

CAPITOLO 8

CONCLUSIONI

L'Italia conta un elevatissimo numero di edifici storici, tra cui le chiese, che sono frutto della successione di diverse epoche e civiltà e pertanto possiedono un valore inestimabile da proteggere e salvaguardare. Le tecniche di diagnostica non invasive come il monitoraggio dinamico ambientale sono un utile strumento per controllare la loro salute strutturale e l'evoluzione di un eventuale stato fessurativo.

Il presente lavoro di tesi prende in considerazione la Chiesa di Santa Maria in Via, gravemente danneggiata dalla sequenza sismica del 2016 e messa in sicurezza tramite un presidio in acciaio a supporto della facciata principale con annesse funi di cerchiatura.

Il sistema di monitoraggio installato ha consentito l'identificazione di 5 forme modali in corrispondenza di altrettante frequenze di risonanza, valutate con tecniche di analisi modale operativa sulla base di misure delle vibrazioni ambientali. È interessante notare che, nonostante il complesso andamento delle fessure, i primi due modi sono traslazionali e disaccoppiati, mentre il terzo modo è torsionale, come per un sistema non danneggiato. Il quarto e il quinto modo sembrano coinvolgere le dinamiche del tiburio e della facciata.

A supporto dei dati sperimentali è stato elaborato un modello agli elementi finiti in ambiente Ansys dell'edificio e del sistema di messa in sicurezza, arrivando a identificare una strategia di modellazione per far interagire le due parti. Tenendo conto dell'eterogeneità delle murature rilevata visivamente, i moduli elastici assegnati ai materiali inizialmente hanno portato a risultati numerici discordanti con le forme modali provenienti dall'identificazione dinamica ambientale. Come infatti si può notare la matrice MAC mostra una corrispondenza tra i dati sperimentali e numerici non superiori al 76%.

Da notare come la successiva calibrazione tramite "Particle Swarm Optimization", variando i moduli elastici dei diversi materiali, abbia portato a un'ottima comprensione della dinamica della struttura. Il modello ottimizzato con questo algoritmo, in grado di cogliere correttamente i primi 5 modi di vibrare globali della Chiesa, ha un'affinità con i valori sperimentali del 93%, mostrando come questa metodologia conduca a risultati con un elevato grado di precisione.

Sono state effettuate delle misure delle frequenze sui trefoli del presidio e, dalle prime valutazioni, risulta che il tiro di 30 kN assegnato inizialmente ai trefoli si sia in parte perso nel tempo, dato che le frequenze di 1.4 Hz e 1.3 Hz rilevate corrispondono a una pretensione più bassa. Tuttavia è interessante osservare come di notte con l'abbassamento della temperatura la fune sia soggetta a un tiro superiore rispetto al giorno grazie alla contrazione dell'acciaio.

Variando il tiro delle funi per capire l'effetto della temperatura sulla dinamica globale non si sono riscontrati particolari cambiamenti nei modi della Chiesa. La modellazione della muratura lesionata, considerata come un materiale elastico lineare, non permette di indagare l'effetto della pretensione assegnata alle funi sulla dinamica dell'edificio.

Nonostante questo, il monitoraggio indiretto del tiro sulle funi permette un ancor più efficace monitoraggio della salute strutturale in quanto si hanno a disposizione informazioni preziose sullo stato di efficienza del presidio di sicurezza in acciaio.

Tra gli sviluppi futuri, c'è quello di continuare ad accumulare dati in modo tale da monitorare il comportamento dinamico e statico della Chiesa con temperature diverse oltre che indagare l'effetto della variazione del tiro dei trefoli sulla dinamica globale della Chiesa.

Bibliografia

- Altunışık, A. C., Fatih Yesevi Okur, P., Ali Fuat Genç, P., Murat Günaydin, P., & Adanur, S. (s.d.). Automated Model Updating of Historical Masonry Structures Based on Ambient Vibration Measurements.
- Andrea, P., Chiara, C., Luigi, S., Catetina, C., Elvis, C., Romina, S., . . . Andrea, P. (2019). *Damage to churches in the 2016 central Italy earthquakes.*
- Azzara, R. ., Girardi, M., Padovani, C., Pellegrini, D., & Robol, L. (2020). *FE model updating of masonry towers: modeling and numerical issues.*
- Kanit, R., & Donduren, M. S. (s.d.). *Investigation of using ANSYS software in the determination of stress behaviours of masonry walls under out of plane cycling load.*
- Lourenço, P. B., Trujillo, A., Mendes, N., & Ramos, L. F. (2012). *Seismic performance of the St. George of the Latins church: Lessons learned from studying masonry ruins.*
- Maria Girardi; Cristina Padovani; Daniele Pellegrini; Leonardo Robol. (s.d.). Tratto da A finite element model updating method based on global optimization.
- NTC2018. (s.d.).
- Park, J. (2017, luglio 27). *Special Feature Vibration-Based Structural Health Monitoring.*
- Pastor, M., Binda, M., & Harcarik, T. (2012). *Modal Assurance Criterion.*
- Sanchez-Aparicio, L. J., Riveiro, B., González-Aguilera, D., & Ramos, L. F. (2014). *the combination of geomatic approaches and operational modal analysis to improve calibration of finite elements models: A case of study in Saint Torcato Church (Guimaraes, Portugal).*
- Sforza, G., Sabia, D., & Quattrone, A. (s.d.). Model updating attraverso misurazioni ambientali e comportamento dinamico della Torre Smeducci a San Severino Marche.
- Thankahan, P., Garg, R. K., & Raj, A. (2016). *Vibration-Based Health Monitoring And Damage Detection Of Steel Beam.*
- Vallucci, S., Quagliarini, E., & Lenci, S. (s.d.). *COSTRUZIONI STORICHE IN MURATURA, vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi.*