UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile

IL MONITORAGGIO PER LA VALUTAZIONE DELLA SALUTE STRUTTURALE DI BENI CULTURALI DANNEGGIATI DAL SISMA: IL CASO DI SANTA MARIA IN VIA IN CAMERINO

THE STRUCTURAL HEALTH MONITORING OF HERITAGE BUILDINGS DAMAGED BY EARTHQUAKES: THE CASE STUDY OF SANTA MARIA IN VIA IN CAMERINO

Relatore: *Chiar.mo*

Prof. Ing. Fabrizio Gara

Correlatore:

Dott. Ing. Vanni Nicoletti

Tesi di laurea di:

Paolo Mariani

Anno Accademico: 2019 - 2020

A mamma e babbo,

Grazie per gli insegnamenti che mi avete trasmesso,

Grazie per avermi supportato in questo percorso di studi,

A voi va la mia più profonda gratitudine.

INDICE

Indice delle figure VII

Indice delle tabelle XIV

INTRODUZIONE XVI

1. LO STATO DELL'ARTE E LA RICERCA DI LETTERATURA 20

1.1. Il rischio sismico 20

1.2. La ricerca di letteratura 21

1.2.1. Prove dinamiche applicate a edifici lesionati dal sisma 23

1.2.1.1. La Basilica di Santa Maria in Collemaggio a L'Aquila 24

1.2.1.2. La Chiesa di San Giuliano a Poggio Picenze (Aq) 28

1.2.1.3. La Chiesa di Santa Maria del Suffragio a L'Aquila 33

1.2.1.4. La Chiesa di San Pietro a Coppito in L'Aquila 37

1.2.1.5. La Basilica di San Nicola da Tolentino (Mc) 42

1.2.2. Prove dinamiche applicate a edifici di pregio 45

1.2.2.1. Il Duomo di Milano 45

1.2.2.2. Il Santuario di Vicoforte a Cuneo 51

1.2.2.3. Il Battistero della Chiesa di San Giovanni a Firenze 56

1.2.2.4. La Cattedrale di Colonia in Germania 60

1.2.2.5. La Chiesa di San Torcato a Guimarães in Portogallo 65

1.2.2.6. La Chiesa del Monastero dei Girolamini a Lisbona in Portogallo 71

1.2.2.7. La Cattedrale di Santa Maria Assunta a Reggio Emilia 77

2. IL CASO STUDIO: LA CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA IN CAMERINO (MC) 81

2.1 Inquadramento storico e conformazione architettonica 81
2.2 Lo stato di danno 85
2.2.1 Il terremoto del Centro Italia del 2016 85
2.2.2 Lo stato di conservazione e di danno 86
2.3 Il presidio di messa in sicurezza 92
3. IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DELLA CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA 97
3.1. Identificazione dinamica preliminare 98
3.2. Valutazione Operativa 104
3.3. Acquisizione Normalizzazione e Pulizia dei dati 104
3.3.1. Sistema di acquisizione nel sistema SHM 106
3.3.2. Normalizzazione dei dati registrati 111
3.3.3. Pulizia dei dati registrati 111
3.4. Estrazione delle caratteristiche 112
3.4.1 Identificazione dinamica 115
3.4.1.1 Identificazione deterministica del sottospazio 116
3.4.1.2 Identificazione Stocastica del Sottospazio SSI 118
3.4.1.3 Identificazione Stocastica del Sottospazio – Principal Component 121
3.4.1.4 Diagramma di stabilizzazione 122
3.4.2 Estrazione automatica dei parametri modali 126
3.4.2.1 Il clustering 126
3.4.2.2 Eliminazione dei valori anomali 132
4. I RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE 134
4.1. Risultati del monitoraggio 134

4.2. Analisi statistica descrittiva dei modi di vibrazione ottenuti 138
4.3. Studio dei modi di vibrare con i parametri ambientali 147
4.3.1. Analisi primo modo 148
4.3.2. Analisi secondo modo 150
4.3.3. Analisi terzo modo 152
4.3.4. Analisi quarto modo 154
4.3.5. Analisi quinto modo 156
4.3.6. Analisi sesto modo 158
4.3.7. Analisi settimo modo 160
4.3.8. Analisi ottavo modo 162
CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI 164
Bibliografia 167
RINGRAZIAMENTI 171

Indice delle figure

Figura 1: Mappa casi studio analizzati. 23
Figura 2: La Chiesa di Santa Maria in Collemaggio..... 24
Figura 3: Disposizione dei sensori: 16 accelerometri di cu 15 in elevazione rappresentati da un cerchio rosso e uno alla base individuato da un cerchio verde; 8 estensimetri denotati con un quadrato blu; 3 inclinometri a muro denotati con un triangolo arancione; gateway centrale rappresentato da una stella. 26
Figura 4: Modello FEM della basilica..... 27
Figura 5: Prime tre forme modali con viste in sezione e in pianta. 28
Figura 6: La Chiesa di San Giuliano a Poggio Picenze (Aq). 28
Figura 7: Strumentazione adottata. 30
Figura 8: Disposizione dei sismometri nell'edificio. 30
Figura 9: Forme modali della struttura ottenute mediante il software Abacus. 31
Figura 10: Peak Picking delle frequenze dominanti. 32
Figura 11: Chiesa di Santa Maria del Suffragio a L'Aquila. 33
Figura 12: Disposizione planimetrica della strumentazione adottata. 34
Figura 13: Comparazione del rumore registrato tra velocimetri (Nero) e Accelerometri (Rosso)..... 35
Figura 14 Terremoto di magnitudo 4.8. Nei grafici di destra vengono mostrati gli spostamenti, le velocità e le accelerazioni di alcune stazioni di misura al crescere dell'altezza, mentre nei grafici di sinistra vengono plottate le stazioni accelerometriche alle diverse altezze indicando con il rombo la direzione x con il triangolo la direzione y e con il cerchio la direzione z. 36
Figura 15: Chiesa di San Pietro a Coppito in L'Aquila..... 37
Figura 16: Piano di indagine. 38
Figura 17: Disposizione del sistema di monitoraggio dinamico. 38
Figura 18: Diagramma sforzo-deformazione dei campioni prelevati nella chiesa. 39

Figura 19: Forme modali della chiesa. 41
Figura 20: Basilica di San Nicola da Tolentino. 42
Figura 21: Posizione dei sensori accelerometrici (in giallo) e delle termocoppie (in rosso). 43
Figura 22: Diagrammi di stabilizzazione e clustering. 44
Figura 23: Il Duomo di Milano. 45
Figura 24 : Mappa dei dispositivi installati all'interno della Cattedrale di Milano e sulla guglia principale. 47
Figura 25: Mappa dei dispositivi installati all'interno della Cattedrale di Milano. 48
Figura 26: Frequenze di risonanza individuate. 50
Figura 27: Correlazione tra temperatura esterna e le prime quattro frequenze misurate. 50
Figura 28: Santuario di Vicoforte a Cuneo. 51
Figura 29: a) disposizione planimetrica dei tiranti all'interno del tamburo; b) dettaglio dei tiranti. 52
Figura 30: Disposizione degli accelerometri nelle sezioni A-A e B-B. 53
Figura 31: Modello del Santuario di Vicoforte nelle due viste Sud Nord ed Est Ovest. 54
Figura 32: Frequenze identificate del santuario. 54
Figura 33: Prime due frequenze e parametri ambientali registrati nei 4 mesi di monitoraggio. 55
Figura 34: Il battistero della Chiesa di San Giovanni a Firenze. 56
Figura 35: Disposizione delle 10 stazioni sismiche nel Battistero di San Giovanni. 57
Figura 36: a) Registrazioni tempo-frequenze; b) Registrazioni tempo-rapporti di smorzamento; c) Registrazioni tempo-spostamenti. 59
Figura 37: La Cattedrale di Colonia. 60
Figura 38: Disposizione delle stazioni sismiche nella cattedrale, all'interno del cerchio è indicato il numero di componenti di ogni stazione. 62
Figura 39: Andamento della velocità media del vento con l'accelerazione spettrale. 63

Figura 40: Correlazione frequenza temperatura. 64
Figura 41: Spostamenti registrati nelle stazioni BA19 BA20 BA21 quando la campana inizia a suonare..... 65
Figura 42: Chiesa di San Torcato a Guimarães. 65
Figura 43: Dettaglio delle indagini statiche..... 67
Figura 44: a) Layout dei sensori durante l'identificazione modale; b) Sistema di acquisizione sopra la navata; c) Accelerometri..... 67
Figura 45: Dettaglio delle misure degli spostamenti. 69
Figura 46: Confronto tra i risultati ottenuti sperimentalmente e il modello agli elementi finiti. 70
Figura 47: Evoluzione delle frequenze naturali..... 70
Figura 48: Chiesa del Monastero dei Girolamini. 71
Figura 49: Analisi delle vibrazioni ambientali, disposizione planimetrica dei sensori. 72
Figura 50: Curva di Pushover per carichi verticali. 75
Figura 51: Evoluzione delle frequenze durante il funzionamento del monitoraggio. 75
Figura 52: a) RMS dei canali di acquisizione nel tempo b) risposta della chiesa durante l'evento sismico c) spettro di risposta elastico. 76
Figura 53: Relazione frequenza temperatura per il primo modo. 77
Figura 54: Cattedrale di Santa Maria Assunta a Reggio Emilia. 77
Figura 55: Schema del quadro fessurativo della cattedrale..... 78
Figura 56: A sinistra viene proposta un'Illustrazione della posizione dei sensori nella Cattedrale di Reggio Emilia. I cerchi neri rappresentano i punti in cui sono stati condotti i test sonici mentre quelli in grigio rappresentano la posizione per i test dinamici. A destra si riporta il dettaglio della disposizione dei sensori sul sistema Tamburo-Cupola-Lanterna. 79
Figura 57: La cupola in camorcanna prima del crollo. 82
Figura 58: Facciata della Chiesa di Santa Maria in Via. 84
Figura 59: Sequenza sismica agosto 2016 – agosto 2020. 86

Figura 60: Resti del campanile dopo le scosse del 26 ottobre 2016. 87
Figura 61: Veduta aerea dei crolli in copertura. 88
Figura 62: Dettagli dei meccanismi di danno. 89
Figura 63: Quadro fessurativo prospetti Est - Nord – Ovest – Sud. 90
Figura 64: Dettagli del meccanismo di danno presente sulla facciata. 91
Figura 65: Elementi di presidio prospetto frontale della facciata. 93
Figura 66: Elementi di presidio prospetto sinistro. 94
Figura 67: Elementi di presidio prospetto posteriore. 94
Figura 68: Presidio di sicurezza adottato. 96
Figura 69: Disposizione degli accelerometri. 98
Figura 70: Accelerometro PCB 393B31. 99
Figura 71: Scheda di acquisizione NI9234. 100
Figura 72: CompactRIO 9045. 100
Figura 73: CompactDAQ 9185. 100
Figura 74: Diagrammi di stabilizzazione per le due configurazioni studiate. 102
Figura 75: Forme modali individuate dall'identificazione dinamica globale. 103
Figura 76: Matrice Auto-Mac per l'identificazione dinamica globale della struttura. 103
Figura 77: Diagramma di flusso analisi modale operativa. 106
Figura 78: a) Dettaglio accelerometro PCB 393A03; b) applicazione alla facciata della Chiesa di Santa Maria in Via 106
Figura 79: Scheda di acquisizione NI9234 107
Figura 80: a) Termocoppia di tipo T con terminale a piastrina b) dettaglio della termocoppia all'interno dell'aula della Chiesa. 107
Figura 81: Scheda di acquisizione 9210 108
Figura 82: CompactDAQ-9133 108
Figura 83: Gruppo di continuità UPS 109
Figura 84: Schema di disposizione del sistema di monitoraggio 110
Figura 85: Schema trasmissione Dati 111

Figura 86: Grafico SVD di esempio 115
Figura 87: Modello dinamico proposto da Van Overschee & De Moor 115
Figura 88: Schema di identificazione deterministica del sottospazio 117
Figura 89: Schema di identificazione stocastica del sottospazio 118
Figura 90: Diagramma di stabilizzazione frequenza vs ordine del modello. 125
Figura 91: Diagramma di stabilizzazione frequenza vs smorzamento. 125
Figura 92: Esempio di Clustering agglomerativo – Nielsen. 128
Figura 93: Dendrogramma di esempio. 128
Figura 94: Tipologia di Linkage. 130
Figura 95: Diagramma di stabilizzazione in seguito alla clusterizzazione. 131
Figura 96: Risultati delle frequenze attraverso l'identificazione automatica. 135
Figura 97: Frequenze modali ottenute dalla seconda clusterizzazione. 136
Figura 98: Temperatura interna rilevata nel periodo di monitoraggio. 137
Figura 99: Temperatura esterna rilevata nel periodo di monitoraggio. 137
Figura 100: Distribuzione normale prima frequenza. 140
Figura 101: Distribuzione normale seconda frequenza. 140
Figura 102: Distribuzione normale terza frequenza. 141
Figura 103: Distribuzione normale quarta frequenza. 141
Figura 104: Distribuzione normale quinta frequenza. 142
Figura 105: Distribuzione normale sesta frequenza. 142
Figura 106: Distribuzione normale settima frequenza. 143
Figura 107: Distribuzione normale ottava frequenza. 144
Figura 108: Rappresentazione grafica della percentuale di frequenze rilevate nel periodo oggetto di studio. 145
Figura 109: Esempio di diagramma scatola baffi. 147
Figura 110: Diagramma scatole baffi: a) 1° Frequenza – Giorni; b) 1° Frequenza – ora. 148
Figura 111: c) 1° Frequenza - Temperatura Interna; d) 1° Frequenza - Temperatura Esterna. 149

Figura 112: e) 1° Frequenza – Smorzamento; f) 1° Frequenza – Arms; g) 1° Frequenza Accelerazione - massima. 149
Figura 113: Diagramma scatole baffi: a) 2° Frequenza – Giorni; b) 2° Frequenza – ora. 150
Figura 114: c) 2° Frequenza - Temperatura Interna; d) 2° Frequenza - Temperatura Esterna. 151
Figura 115: e) 2° Frequenza – Smorzamento; f) 2° Frequenza – Arms; g) 2° Frequenza Accelerazione - massima. 151
Figura 116: Diagramma scatole baffi: a) 3° Frequenza – Giorni; b) 3° Frequenza – ora. 152
Figura 117: c) 3° Frequenza - Temperatura Interna; d) 3° Frequenza - Temperatura Esterna. 153
Figura 118: e) 3° Frequenza – Smorzamento; f) 3° Frequenza – Arms; g) 3° Frequenza Accelerazione - massima. 153
Figura 119: Diagramma scatole baffi: a) 4° Frequenza – Giorni; b) 4° Frequenza – ora. 154
Figura 120: c) 4° Frequenza - Temperatura Interna; d) 4° Frequenza - Temperatura Esterna. 155
Figura 121: e) 4° Frequenza – Smorzamento; f) 4° Frequenza – Arms; g) 4° Frequenza Accelerazione – massima. 155
Figura 122: Diagramma scatole baffi: a) 5° Frequenza – Giorni; b) 5° Frequenza – ora. 156
Figura 123: c) 5° Frequenza - Temperatura Interna; d) 5° Frequenza - Temperatura Esterna. 157
Figura 124: e) 5° Frequenza – Smorzamento; f) 5° Frequenza – Arms; g) 5° Frequenza Accelerazione – massima. 157
Figura 125: Diagramma scatole baffi: a) 6° Frequenza – Giorni; b) 6° Frequenza – ora. 158
Figura 126: c) 6° Frequenza - Temperatura Interna; d) 6° Frequenza - Temperatura Esterna. 159
Figura 127: e) 6° Frequenza – Smorzamento; f) 6° Frequenza – Arms; g) 6° Frequenza Accelerazione – massima. 159
Figura 128: Diagramma scatole baffi: a) 7° Frequenza – Giorni; b) 7° Frequenza – ora. 160

Figura 129: c) 7° Frequenza - Temperatura Interna; d) 7° Frequenza - Temperatura Esterna. 161
Figura 130: e) 7° Frequenza – Smorzamento; f) 7° Frequenza – Arms; g) 7° Frequenza Accelerazione – massima. 161
Figura 131: Diagramma scatole baffi: a) 8° Frequenza – Giorni; b) 8° Frequenza – ora. 162
Figura 132: c) 8° Frequenza - Temperatura Interna; d) 8° Frequenza - Temperatura Esterna. 163
Figura 133: e) 8° Frequenza – Smorzamento; f) 8° Frequenza – Arms; g) 8° Frequenza Accelerazione – massima. 163

Indice delle tabelle

Tabella 1: Strumentazione adottata per il sistema di monitoraggio dinamico. 25
Tabella 2: Updating del modello: frequenze e MAC. 28
Tabella 3: Caratteristiche principali della strumentazione adottata per effettuare i test di vibrazione ambientale (AVT). 29
Tabella 4: Frequenze dominanti e rapporti di smorzamento. 32
Tabella 5: Confronto tra le frequenze sperimentali e numeriche. 32
Tabella 6: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio dinamico. 34
Tabella 7: Risultati test Martinetti piatti. 40
Tabella 8: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio dinamico. 43
Tabella 9: Caratteristiche della strumentazione adottata per il monitoraggio statico. 47
Tabella 10: Caratteristiche del sistema di monitoraggio dinamico. 48
Tabella 11: Strumentazione adottata per il sistema di monitoraggio dinamico. 52
Tabella 12: Caratteristiche del monitoraggio dinamico. 57
Tabella 13: Risultati di frequenze smorzamenti e spostamenti relativi alle forme modali. 60
Tabella 14: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio dinamico. 61
Tabella 15: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio statico. 66
Tabella 16: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio dinamico. 68
Tabella 17: Risultati dei test di vibrazione ambientale. 69
Tabella 18: Strumentazione adottata per l'OMA e per il Monitoraggio dinamico. 72
Tabella 19: Strumentazione adottata per il monitoraggio statico. 73
Tabella 20: Risultati dell'identificazione dinamica condotta. 74
Tabella 21: Variazione delle frequenze prima e dopo il terremoto. 76
Tabella 22: Caratteristiche strumentazione adottata. 79
Tabella 23: Test di identificazione dinamica, frequenze sperimentali EXP, frequenze FEM, Massa partecipante e Descrizione modale. 80

Tabella 24: Parametri individuati nel diagramma di stabilizzazione di Figura 95. 132
Tabella 25: Sintesi dei parametri statistici. 144
Tabella 26: Confronto tra le forme modali individuate nell'identificazione dinamica globale e nel monitoraggio. 146

INTRODUZIONE

L'Italia, negli ultimi anni, è stata colpita da intense attività sismiche che hanno coinvolto soprattutto il centro della penisola, producendo molte vittime e causando enormi danni al patrimonio artistico e architettonico. A essere oggetto di crolli sono stati soprattutto edifici in muratura caratterizzati da forti irregolarità geometriche e realizzati con materiali a volte scadenti, che mal si comportano sotto l'effetto delle azioni sismiche. Da questo punto di vista, gli edifici maggiormente colpiti sono le chiese, che per loro natura non riescono a sviluppare un comportamento scatolare generando quadri fessurativi importanti nonché crolli nei casi peggiori.

Il problema della sicurezza e della preservazione di questi importanti edifici storici rimane una questione aperta e, pertanto, la valutazione della loro risposta ad azioni dinamiche risulta di essenziale importanza, specialmente nelle aree con rischio sismico elevato.

Negli ultimi anni, attraverso lo sviluppo di tecnologie software e hardware sempre più avanzate nell'ambito dell'Ingegneria Civile, sono stati sviluppati sistemi di Structural Health Monitoring (SHM), cioè di valutazione dello stato di salute strutturale in tempo reale, con l'obiettivo di cogliere rapidamente eventuali variazioni nel comportamento e nelle principali caratteristiche della struttura al fine di valutarne costantemente lo stato di salute e anche di fungere da utile supporto nell'individuazione del danno. Questo monitoraggio nel tempo può basarsi anche sul tracciamento del comportamento dinamico della struttura nel tempo, quindi sia in condizioni normali di esercizio (ossia struttura sottoposta a vibrazioni di tipo ambientale) che a seguito di eventi eccezionali (come nel caso dei terremoti).

Il presente lavoro di tesi ha come obiettivo l'analisi e lo studio dei risultati preliminari di un sistema di monitoraggio dinamico della salute strutturale messo a punto nella chiesa di Santa Maria in Via in Camerino (MC), gravemente danneggiata in seguito al sisma del Centro Italia del 2016. Inoltre, il lavoro ha visto anche l'implementazione di una procedura

automatica per l'individuazione dei parametri monitorati sulla base delle registrazioni acquisite, parametri sui quali si basa il monitoraggio.

Da un punto di vista operativo, nel primo capitolo, dopo una breve introduzione sui problemi del patrimonio architettonico italiano in termini di vulnerabilità sismica, si riporta una panoramica di diversi casi studio di chiese condotti soprattutto in Italia, ma anche in Europa. In primo luogo, sono stati esaminati articoli di ricerca condotti in edifici lesionati dal terremoto dell'Aquila del 2009 come la Basilica di Santa Maria in Collemaggio, e le Chiese di San Giuliano, di Santa Maria del Suffragio, di San Pietro a Coppito e la Basilica di San Nicola da Tolentino danneggiata dal Sisma del 2016. Nella seconda parte sono state prese in considerazione strutture di notevole rilevanza architettonica e culturale, come il Duomo di Milano, il Santuario di Vicoforte a Cuneo, il Battistero della chiesa di San Giovanni, la Cattedrale di Colonia, la Chiesa di San Torcato a Guimaraes, la Chiesa del Monastero dei Girolamini a Lisbona e la Cattedrale DI Santa Maria Assunta a Reggio Emilia focalizzando l'attenzione sul tipo di indagini effettuate e sui risultati ottenuti. Vale la pena ricordare che essendo questa metodologia in via di sviluppo, non sono molti gli studi presenti in letteratura e la ricerca condotta nella chiesa di Santa Maria in Via può costituire la base per successivi sviluppi della tecnologia SHM.

Nel secondo capitolo si è illustrato il caso studio della chiesa di Santa Maria in Via ripercorrendone le fasi costruttive con particolare attenzione agli eventi sismici che hanno interessato l'edificio nel corso della sua esistenza. Quindi si è descritto il danneggiamento conseguente allo sciame sismico del Centro Italia del 2016 che oltre a un ingente quadro fessurativo ha prodotto anche il crollo del campanile nel retro della chiesa e ha innescato un meccanismo di ribaltamento al piede della facciata. Inoltre, è stato descritto con attenzione il presidio di sicurezza in acciaio messo in opera per contrastare il cinematismo attivato.

Nel terzo capitolo è stato descritto nel dettaglio il sistema di Structure Health Monitoring implementato per la chiesa in questione. Inizialmente è stata delienata l'identificazione

dinamica globale eseguita attraverso l'analisi modale operativa (OMA) che ha portato principalmente all'individuazione di sei forme modali. Si è così predisposto un sistema di monitoraggio strutturale al fine di monitorare i modi di vibrare individuati preliminarmente. Sono state descritte scrupolosamente sia la strumentazione adottata che le operazioni svolte sulle registrazioni acquisite. Si è illustrato, altresì, l'algoritmo SSI-PC adottato nell'identificazione dinamica e particolare attenzione è stata dedicata all'identificazione automatica dei parametri modali basata sulla tecnica del clustering gerarchico agglomerativo che svolge un ruolo cruciale nei sistemi di SHM.

In conclusione, nell'ultimo capitolo vengono riportati i risultati del monitoraggio eseguito dal 16 novembre 2020 al 6 gennaio 2021 e quanto emerso dall'identificazione automatica dei segnali acquisiti. Si riporta infine un'analisi statistica descrittiva delle forme modali identificate e sono state analizzate le frequenze in relazione ai parametri ambientali acquisiti.

1. LO STATO DELL'ARTE E LA RICERCA DI LETTERATURA

Il patrimonio architettonico italiano rappresenta una fonte di inestimabile ricchezza e bellezza che deve essere protetta. Negli ultimi anni, importanti eventi sismici hanno colpito la penisola, tra i più importanti si ricordano: Umbria Marche del 1997, San Giuliano di Puglia nel 2002, L'Aquila 2009, Finale Emila del 2012 e il terremoto del Centro Italia del 2016. Alla luce di questo scenario che ha generato molte vittime e distrutto molte realtà locali, è emerso il problema della sicurezza degli edifici esistenti sia in muratura che in calcestruzzo armato. Questo è dovuto in particolar modo all'elevato rischio sismico del territorio italiano che viene quantificato in termini di pericolosità, esposizione e vulnerabilità. Proprio su quest'ultimo aspetto si deve agire al fine di accrescere il livello di sicurezza dell'edificato italiano.

Per questi motivi, è stata condotta un'intensa attività di ricerca che ha riguardato principalmente strutture storiche come le chiese, che sono molto vulnerabili da un punto di vista sismico e che d'altra parte rappresentano un'inestimabile ricchezza che non può svanire nel tempo. Da questo punto di vista il monitoraggio dinamico dello stato di salute, SHM, può offrire una soluzione ottimale per il controllo in fase di esercizio, mentre su quegli edifici danneggiati dal sisma può essere uno strumento utile attraverso il quale pianificare eventuali interventi di riabilitazione strutturale. Sono quindi riportati gli aspetti principali di alcuni articoli di ricerca condotti in Italia e in Europa.

1.1. Il rischio sismico

Per rischio sismico si intende la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo. Al fine di quantificare ciò si deve considerare la combinazione di tre elementi: la pericolosità sismica, la vulnerabilità e l'esposizione.

La pericolosità sismica rappresenta la probabilità che si verifichi nel territorio un evento sismico di una certa magnitudo in un certo intervallo di tempo. Si distingue in pericolosità sismica di base, che identifica il moto sismico di riferimento per il sito considerato, nelle condizioni ideali di terreno rigido e superficie topografica orizzontale, e pericolosità sismica locale che identifica il moto sismico di riferimento per il sito considerato.

La vulnerabilità sismica è una misura della propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità.

La terza componente del rischio è l'esposizione che viene intesa come la quantità e la qualità di elementi antropici esposti all'evento sismico, inclusa la popolazione (Corradi, Salvucci, & Vitale., 2015)

In Italia questi fattori sono medio-alti in quanto è una zona fortemente sismica e sono presenti molti edifici in muratura che resistono poco alle azioni di trazione trasmesse dalle azioni sismiche.

Si può ridurre il rischio sismico attraverso una riduzione della vulnerabilità in quanto non è possibile intervenire né sull'esposizione né sulla pericolosità. Ciò può essere raggiunto adeguando le costruzioni esistenti ai nuovi standard di sicurezza, ottimizzando la manutenzione, monitorando gli edifici esistenti e migliorando anche i servizi di emergenza locali nel caso dovessero verificarsi degli eventi.

1.2. La ricerca di letteratura

È stata condotta un'ampia ricerca bibliografica in quanto le prove dinamiche inizialmente furono applicate principalmente allo studio dei ponti e negli edifici di nuova costruzione, mentre negli ultimi anni grazie alla loro versatilità ed economicità sono state impiegate anche nello studio di strutture esistenti, edifici lesionati dal sisma e siti di importante valenza storico culturale.

In alcuni di questi studi sono stati effettuati monitoraggi statici, in altri sono state realizzate delle prove di identificazione dinamica globale attraverso l'analisi modale operativa, mentre solo in alcuni di essi è stato applicato un sistema per il monitoraggio dello stato di salute SHM.

In virtù di queste considerazioni, prima sono stati presi in esame i casi studio di edifici lesionati dal sisma come:

- La Chiesa di Santa Maria in Collemaggio a L'Aquila;
- La Chiesa di San Giuliano a Poggio Picenze;
- La Chiesa di Santa Maria del Suffragio a L'Aquila
- La Chiesa di San Pietro a Coppito a L'Aquila;
- La Basilica di San Nicola da Tolentino;

Nella seconda parte sono stati analizzati i casi studio riguardanti edifici di pregio architettonico e culturale o con specifiche problematiche costruttive:

- Il Duomo di Milano;
- Il Santuario di Vicoforte a Cuneo;
- Il Battistero della Chiesa di San Giovanni a Firenze;
- La Cattedrale di Colonia in Germania;
- La Chiesa di San Torcato a Guimarães in Portogallo;
- La Chiesa del monastero dei Girolamini a Lisbona in Portogallo;
- La Cattedrale di Santa Maria Assunta a Reggio Emilia.

In Figura 1 si riporta una mappa dei casi studio presi in considerazione.

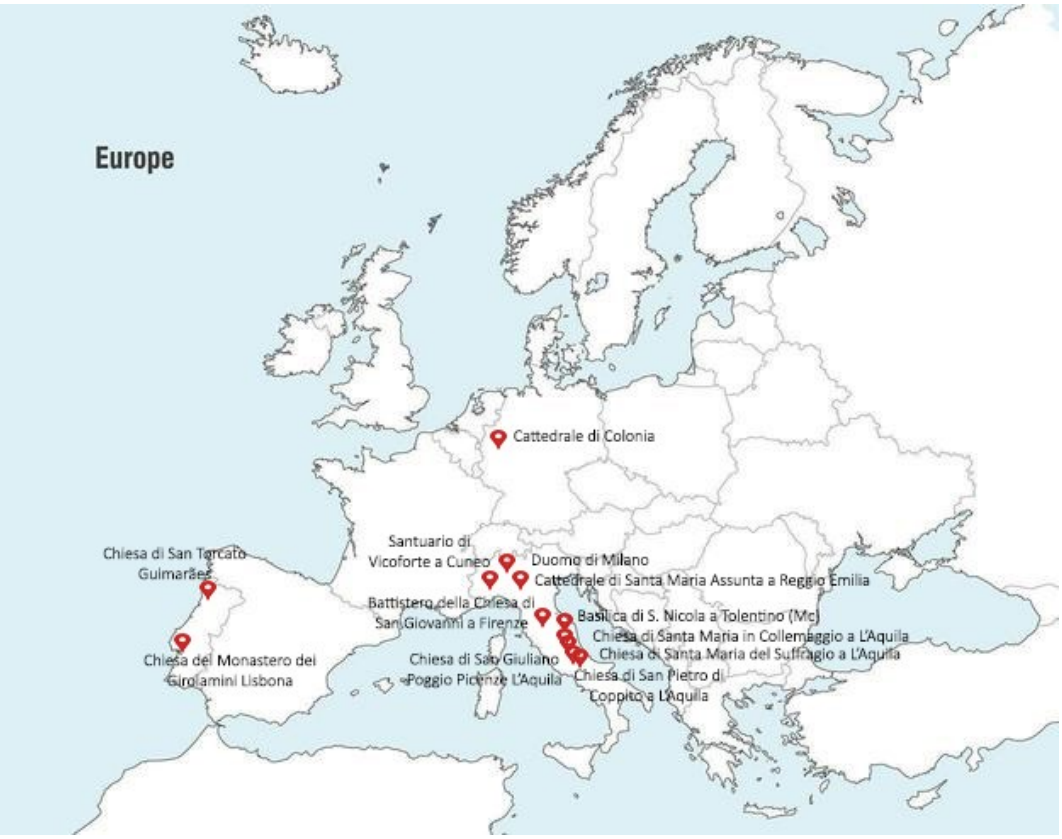


Figura 1: Mappa casi studio analizzati.

1.2.1. Prove dinamiche applicate a edifici lesionati dal sisma

Nel presente paragrafo vengono analizzati nel dettaglio gli articoli di ricerca inerenti a prove dinamiche applicate a edifici lesionati dal sisma dell'Aquila del 2009 e al sisma del Centro Italia del 2016. Per ogni caso studio viene prima fatto un accenno alla sua storia, poi viene descritta la sperimentazione effettuata quindi i risultati e le conclusioni emerse.

1.2.1.1. La Basilica di Santa Maria in Collemaggio a L'Aquila

Figura 2: La Chiesa di Santa Maria in Collemaggio.

Cenni storici

La Basilica di Santa Maria di Collemaggio a l'Aquila, rappresenta un esempio di architettura romanica in Abruzzo. È stata costruita nel 1287 su una collina all'ingresso della città di L'Aquila. Nei secoli la struttura ha subito numerose modifiche e continue ristrutturazioni anche in seguito ai tanti terremoti che hanno colpito la zona. Nei primi anni 2000 sono stati eseguiti degli interventi al fine di ridurre la vulnerabilità sismica delle pareti longitudinali mediante iniezioni di malta cementizia ed è stato installato un sistema di controventatura in acciaio sotto la copertura della navata centrale al fine di limitare il trasferimento di azioni sulle pareti convergenti.

La struttura è stata gravemente danneggiata in seguito al sisma del 6 aprile 2009. I danni principali sono stati osservati nella zona del transetto, interessata da un meccanismo di implosione di tutte le strutture che lo compongono: arco trionfale, cupola, le strutture di copertura e i pilastri. Nei primi mesi successivi al sisma, la basilica venne messa in sicurezza attraverso l'installazione di una copertura provvisoria. In seguito ai lavori di restauro venne riaperta al pubblico il 13 dicembre 2017.

Descrizione della sperimentazione effettuata

Dopo il terremoto è stato sviluppato e installato un sistema SHM con sensori posizionati sia internamente che esternamente.

Gli obiettivi principali di questa ricerca sono stati:

- L'investigazione in merito alle possibili cause del collasso;
- Il monitoraggio della struttura metallica e di altri interventi di messa in sicurezza provvisori;
- L'individuazione preventiva di un peggioramento eventuale dello stato di danno;
- L'esecuzione di un'analisi a lungo termine della risposta dinamica della struttura includendo gli effetti ambientali stagionali e le modifiche di tali parametri dopo il restauro.

Tabella 1: Strumentazione adottata per il sistema di monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
16 ACCELEROMETRI TRIASSIALI (MEMS-LIS334ALH)
8 ESTENSIMETRI
3 INCLINOMETRI
SCHEDE CONVERSIONE SEGNALE A/D 16 BIT (QuikFilter QF4A512)
WIRELESS PLATFORM (MEMSIC IMOTE2 MOTE)
SENSORE TEMPERATURA E UMIDITA' (SHT11)
SENSORE DI LUMINOSITA' (TAOS 2561)

La strumentazione adottata è stata posizionata sia all'interno che all'esterno della struttura, le caratteristiche sono ripotate in Tabella 1 mentre la disposizione planimetrica viene riportata in Figura 3.

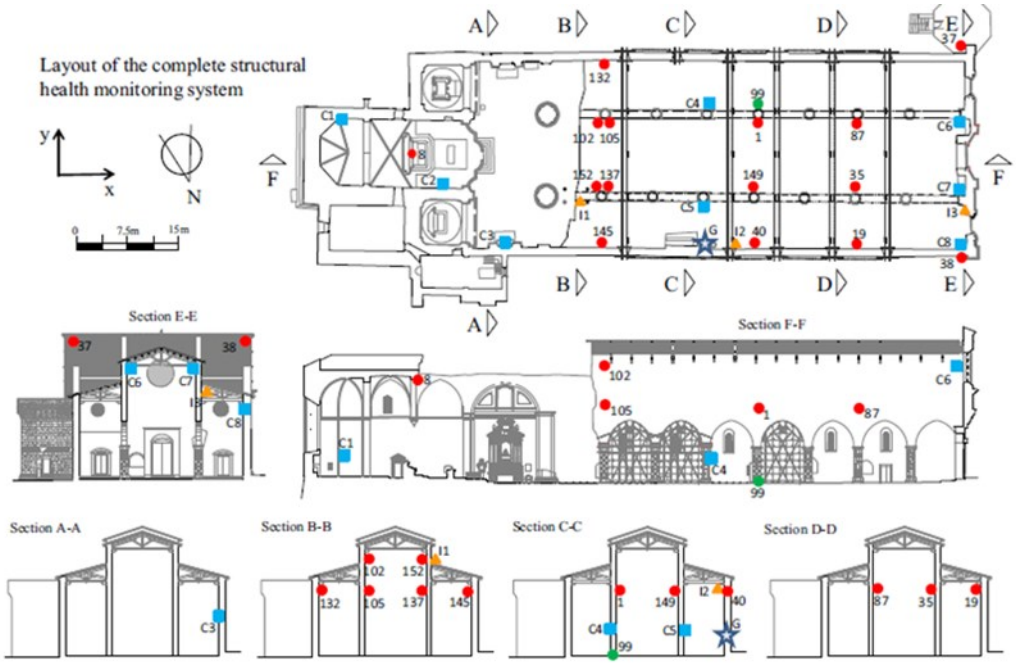


Figura 3: Disposizione dei sensori: 16 accelerometri di cu 15 in elevazione rappresentati da un cerchio rosso e uno alla base individuato da un cerchio verde; 8 estensimetri denotati con un quadrato blu; 3 inclinometri a muro denotati con un triangolo arancione; gateway centrale rappresentato da una stella.

Il sistema di monitoraggio è stato effettuato con sensori Wireless ed è stato in funzione per tre anni, segnatamente dal 2011 al 2014.

Il lavoro è stato condotto in tre fasi principali: calibrazione in laboratorio, validazione iniziale in sito dei risultati, gestione e miglioramento della rete da remoto.

La prima acquisizione accelerometrica nella basilica sotto sollecitazioni ambientale ha mostrato che la struttura in muratura, supportata dall'impalcatura metallica, era soggetta a bassissimi valori di ampiezze di vibrazione, di conseguenza era necessario un significativo input di energia per eccitare sufficientemente tutte le principali componenti modali. Pertanto, è stato condotto uno studio sul comportamento della struttura sotto l'effetto di otto eventi sismici che si sono verificati durante il periodo in cui il monitoraggio è stato in funzione. (Potenza, et al., 2015)

I dati registrati sono stati processati mediante gli algoritmi SSI-COV e SSI-Data.

Con i dati del sistema di monitoraggio è stato calibrato un modello agli elementi finiti della basilica che tenesse conto dello stato di danno attuale.

Il processo di updating del modello è stato condotto variando sia le caratteristiche dei materiali che il grado di vincolo interno tra pareti ed il muro. In Figura 4 sono riportate le caratteristiche del modello effettuato.

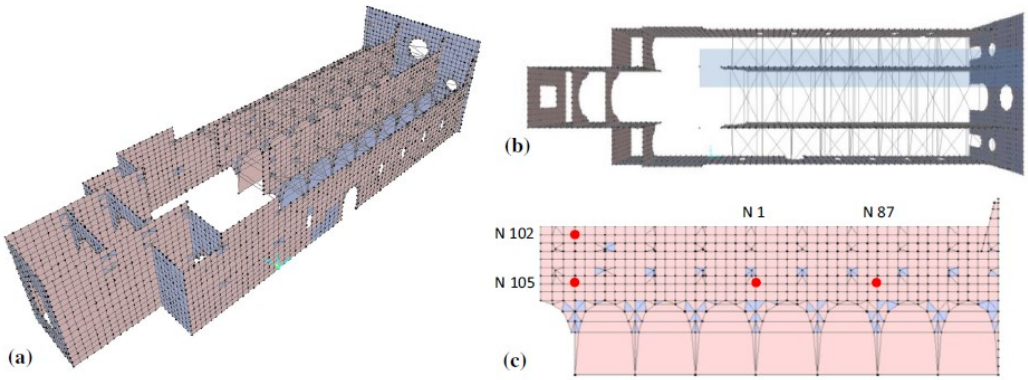


Figura 4: Modello FEM della basilica.

Risultati e conclusioni

Dallo studio condotto, è stato possibile evidenziare i seguenti aspetti.

In primo luogo, le misure dei dati registrati negli otto eventi sismici hanno dimostrato l'efficacia dell'algoritmo SSI nella valutazione e nell'identificazione dei parametri modali portando infatti all'identificazione di tre forme modali. Affinché ciò sia possibile è necessaria una scelta di sensori altamente performanti.

Il trattamento attento dei dati acquisiti da diverse fonti di eccitazione ha permesso di eseguire l'aggiornamento di un modello agli elementi finiti della basilica nelle condizioni di danno attuali. Dall'analisi dei risultati riportati in Tabella 2 è possibile notare una discreta corrispondenza tra le misure delle frequenze identificate e quelle relative al modello numerico. (Potenza, et al., 2015)

In Figura 5 si riportano le forme modali emerse dal modello agli elementi finiti.

Tabella 2: Updating del modello: frequenze e MAC.

Modes	Frequencies			MAC					
	Identified	Numerical	D %	Reduced			Expanded		
1	0.9780	0.9500	2.95	0.9885	0.2081	0.5100	0.9929	0.0078	0.0010
2	1.3970	1.5600	−10.45	0.4118	0.9727	0.0555	0.0079	0.9706	0.0209
3	1.9100	2.0100	−4.98	0.1327	0.0940	0.7840	0.0343	0.0240	0.9447

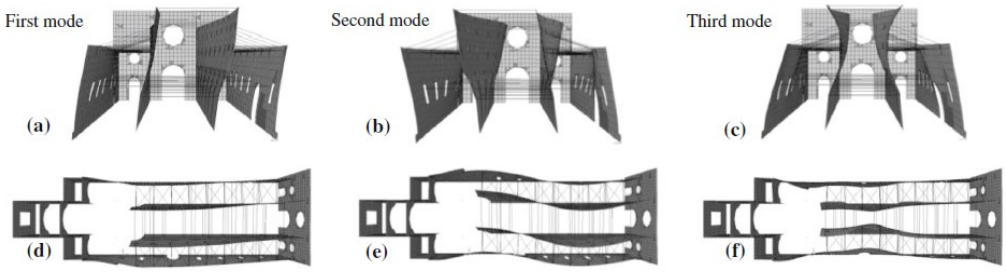


Figura 5: Prime tre forme modali con viste in sezione e in pianta.

1.2.1.2. La Chiesa di San Giuliano a Poggio Picenze (Aq)

Figura 6: La Chiesa di San Giuliano a Poggio Picenze (Aq).

Cenni storici

La Chiesa di San Giuliano a Poggio Picenze in provincia di L'Aquila è stata costruita attorno al XV secolo sulle rovine di un ospedale rimasto operativo fino al 1447. Nella facciata è riportata la data del 1589 che probabilmente indica il termine della costruzione. Presenta sobria architettura, con il fronte nitido e con lesene in pietra locale, l'interno è a navata unica, con tetto a capriate lignee.

La chiesa in seguito al terremoto dell'Aquila del 2009 ha subito notevoli danni ed è stata interessata da un pesante quadro fessurativo. Sulla facciata era presente un meccanismo di ribaltamento fuori dal piano che ha prodotto alcune fessure nelle zone di intersezione con le pareti longitudinali. Inoltre, sempre in questa zona erano presenti anche delle fessure a taglio e delle crepe verticali. È stata coinvolta anche la parte longitudinale della chiesa, in dettaglio è interessato il muro perimetrale sul lato destro che è soggetto a un ribaltamento locale causato dalla spinta di una struttura adiacente.

Descrizione della sperimentazione effettuata

Sono stati eseguiti dei test di vibrazione ambientale (AVT) per la definizione dello stato di salute della chiesa. La strumentazione utilizzata per la realizzazione di queste indagini viene riportata Tabella 3 e in Figura 7.

Tabella 3: Caratteristiche principali della strumentazione adottata per effettuare i test di vibrazione ambientale (AVT).

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER L'OMA
3 SISMOMETRI (SS-1 Ranger, Kinemetrics)
1 CONDIZIONATORE DI SEGNALE A 4 CANALI
1 SISTEMA DI ACQUISIZIONE DATI AD ALTA VELOCITA'

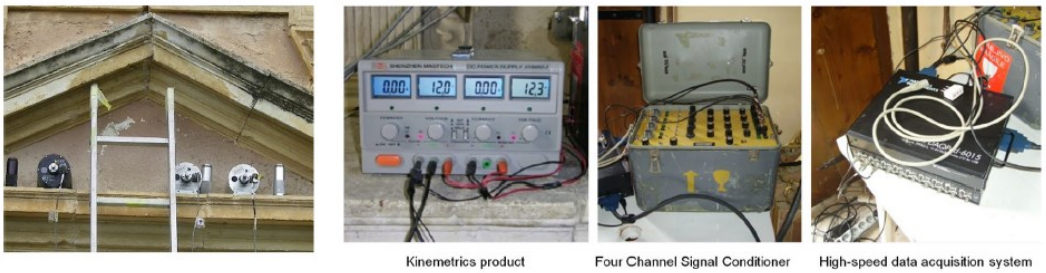


Figura 7: Strumentazione adottata.

La procedura dell'analisi di vibrazione ambientale ha previsto una fase iniziale di calibrazione durante la quale tutti i sensori sono stati posizionati nella medesima posizione e direzione. Il segnale quindi è stato registrato simultaneamente ed è stato ottenuto uno spettro di Fourier.

Dopo questa fase i sensori sono stati posizionati a differenti altezze e in differenti punti di misura per ottenere le forme modali. Nel caso in esame i segnali registrati in diversi punti della struttura sono normalizzati rispetto ad un punto specifico denominato "reference point", indicato in blu in Figura 8, dove è stata effettuata in precedenza la calibrazione. Il tempo di acquisizione della registrazione è stato di mille secondi. (Di Lorenzo, Formisano, Krstevska, & Landolfo, 2019)

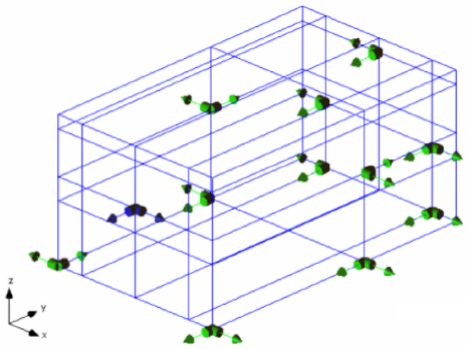


Figura 8: Disposizione dei sismometri nell'edificio.

I segnali acquisiti sono stati processati tramite il software ARTeMIS e processati mediante l'algoritmo FDD. In totale sono state effettuate misure in undici diversi punti della chiesa riportati in verde in Figura 8.

I parametri sperimentali così ottenuti sono stati utilizzati per calibrare un modello agli elementi finiti della struttura mediante il software ABACUS come illustrato in Figura 9.

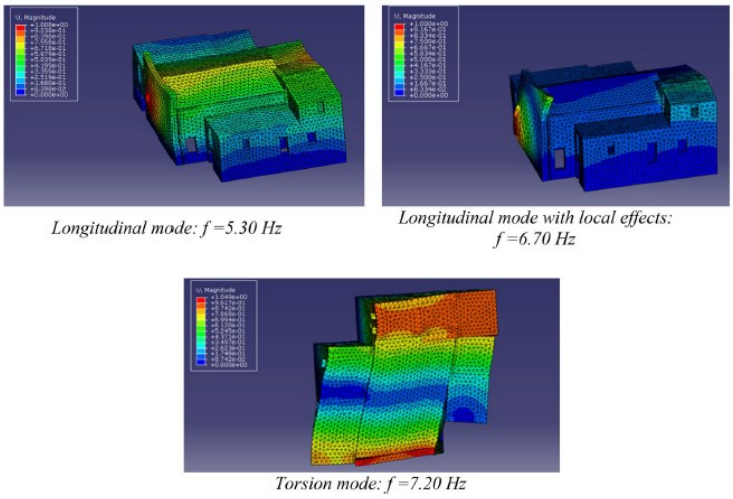


Figura 9: Forme modali della struttura ottenute mediante il software Abacus.

Risultati e conclusioni

Le prove di vibrazione ambientale condotte nella Chiesa di San Giuliano hanno avuto come obiettivo quello di ottenere i parametri modali intesi come frequenze naturali, forme modali e rapporti di smorzamento, in seguito al terremoto dell'Aquila del 2009.

In Figura 10, si riporta il Peak Picking delle frequenze dominanti. In corrispondenza del primo valore singolare, si notano tre picchi sostanzialmente che vengono associati a dei modi globali, mentre i picchi evidenziati nel secondo valore singolare possono essere associati a dei modi locali. In Tabella 4 si riportano le frequenze principali e i rapporti di smorzamento connessi alle forme modali individuate.

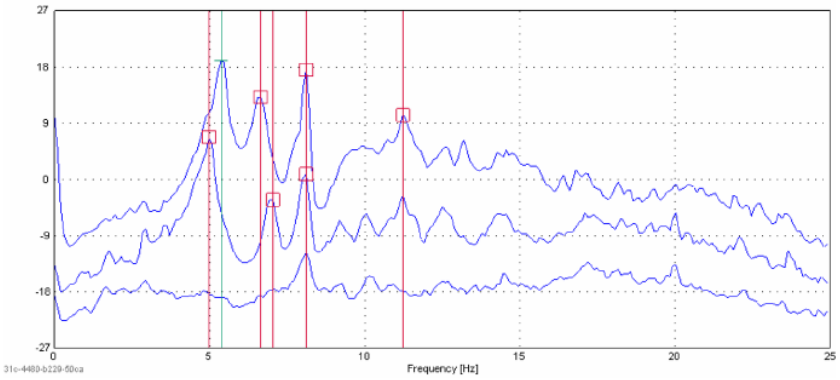


Figura 10: Peak Picking delle frequenze dominanti.

Tabella 4: Frequenze dominanti e rapporti di smorzamento.

Mode shape	Dominant frequency (Hz)	Damping coefficient (%)
Longitudinal	5.37	2.2
Longitudinal	6.64	2.2
Torsion	7.03	1.9

Grazie alla campagna di indagine realizzata, si sono potute rilevare tre frequenze modali di cui le prime due corrispondenti a dei modi di vibrare flessionali mentre la terza è prettamente torsionale a causa anche del confinamento offerto dalle strutture adiacenti alla chiesa. Inoltre, vale la pena notare che, in virtù dell'importante quadro fessurativo gli spettri spesso contengono delle frequenze relative ad alcune parti di struttura danneggiate che di fatto complicano l'identificazione dinamica globale.

Emerge infine, una buona corrispondenza tra i dati ottenuti sperimentalmente e i parametri numerici derivanti dal modello agli elementi finiti.

Tabella 5: Confronto tra le frequenze sperimentali e numeriche.

Mode	Experimental frequency (Hz)	Numerical frequency (Hz)
Longitudinal	5.37	5.30
Longitudinal	6.64	6.70
Torsion	7.03	7.20

1.2.1.3. La Chiesa di Santa Maria del Suffragio a L'Aquila

Figura 11: Chiesa di Santa Maria del Suffragio a L'Aquila.

Cenni storici

La Chiesa di Santa Maria del Suffragio venne fatta edificare nel 1713 in suffragio delle vittime del terremoto del 1703 e terminata nel 1803 con la realizzazione della cupola attribuita a Giuseppe Valadier. Il terremoto del 6 aprile del 2009 ha generato un nuovo collasso della chiesa. Il quadro fessurativo era caratterizzato da fessure a taglio e a compressione generate dal movimento a pendolo della struttura e dal contemporaneo crollo di parte di essa. I pilastri più danneggiati erano quelli dalla parte del transetto con fessure verticali, sinonimo di eccessiva compressione. La facciata era soggetta a meccanismo di ribaltamento fuori dal piano e la cupola interna in gran parte collassò. Dopo il sisma è stato installato un presidio temporaneo al fine di prevenire ulteriori crolli. La chiesa è stata restaurata e riaperta al pubblico nel 2018.

Descrizione della sperimentazione effettuata

L'attività di monitoraggio è iniziata nel novembre 2009 e terminata nel febbraio 2013 da parte dell'Università di Venezia.

In Tabella 6 si riportano le caratteristiche del sistema di monitoraggio.

Tabella 6: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
19 ACCELEROMETRI PIEZOELETTRICI PCB 393C MONODIREZIONALI [AM]
3 ACCELEROMETRI PCB 356B18 TRIDIREZIONALI [AT]
24 schede di acquisizione DYMAS24-ALBEN
2 VELOCIMETRI Lennartz Le3D-s [AT-Ingv]

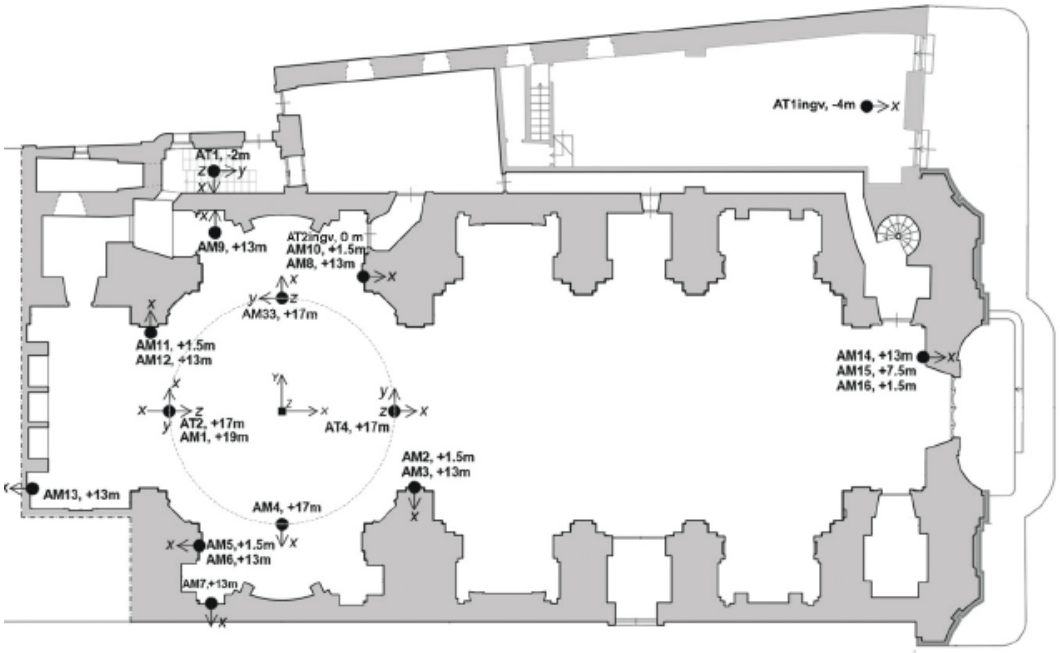


Figura 12: Disposizione planimetrica della strumentazione adottata.

In Figura 12 viene illustrata la disposizione planimetrica della strumentazione adottata.

Inizialmente sono stati adottati 19 accelerometri monodimensionali (AM) e 3 accelerometri tridimensionali (AT). Durante l'ultimo mese di sperimentazione (dal 18 gennaio al 13 febbraio 2013) sono stati aggiunti due velocimetri (AT-Ingv). Questi strumenti sono notevolmente sensibili e sono capaci di rilevare frequenze di risonanza molto basse.

È stata calcolata l'ampiezza degli spettri di Fourier (FAS Fourier Amplitude Spectra) per le frequenze acquisite dagli strumenti. Gli spettri delle accelerazioni elaborati mostrano una tendenza decrescente con il crescere della frequenza.

Durante il periodo di installazione del monitoraggio, sono stati registrati diversi eventi sismici tra cui due terremoti locali di magnitudo 3.6Mw a 11km a est della città e 4.8Mw a 70 km a sud. Per i due eventi sono state calcolate:

- L'accelerazione di picco (PA);
- La velocità (PV);
- Lo spostamento (PD).

Risultati e conclusioni

Da questo studio è stato possibile evidenziare il confronto tra gli accelerometri e i velocimetri. Difatti, come mostrato in Figura 13 si può notare che gli accelerometri non colgono frequenze inferiori a 2 Hz dove la componente di rumore è predominante. I velocimetri invece sono molto più sensibili nel campo delle basse frequenze e arrivano ad indagare fino a valori di frequenza di 0,2 Hz. In dettaglio, questi strumenti riescono a cogliere la frequenza di risonanza di 0,5 Hz alla base della chiesa che corrisponde con la frequenza di risonanza del sottosuolo del centro dell'Aquila. (Di Giulio, Vassallo, Boscato, Dal Cin, & Russo, 2014)

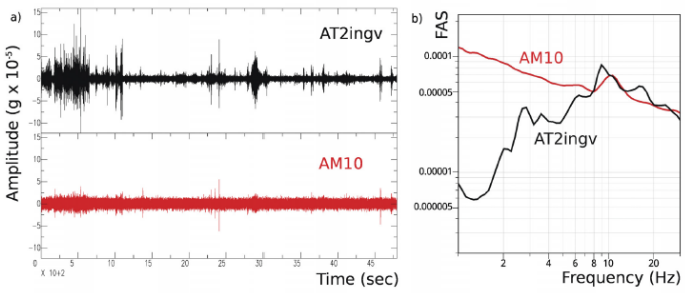


Figura 13: Comparazione del rumore registrato tra velocimetri (Nero) e Accelerometri (Rosso).

Dalla sperimentazione effettuata, si è potuto notare inoltre che se questi strumenti vengono disposti a terra, la misura può essere affetta da un'elevata componente di rumore.

Dall'analisi condotta sugli eventi sismici registrati, emerge che gli spostamenti, le velocità e le accelerazioni mostrano una tendenza crescente con l'altezza. Questa tendenza è chiaramente dimostrata nei grafici riportati in Figura 14 relativi al sisma di magnitudo 4.8.

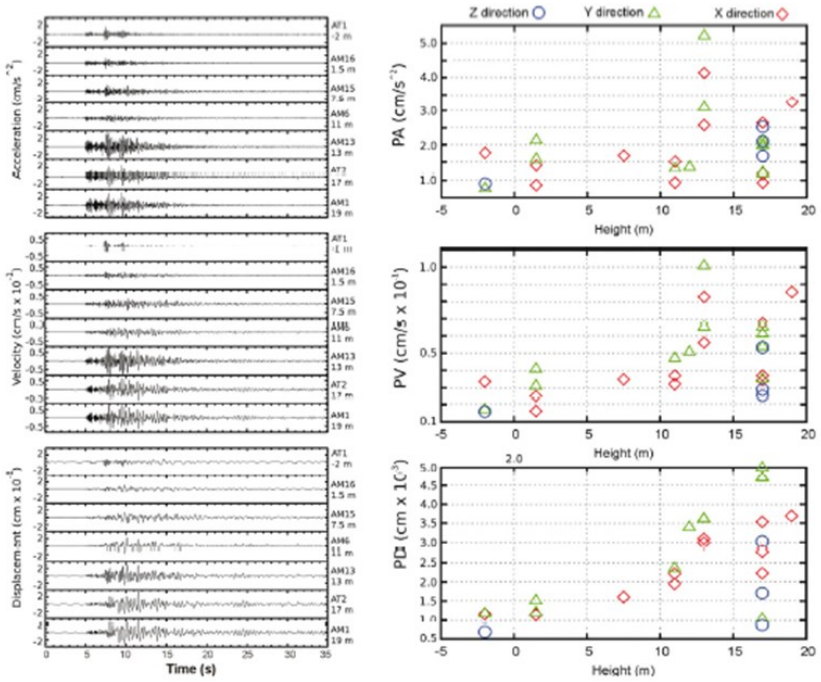


Figura 14 Terremoto di magnitudo 4.8. Nei grafici di destra vengono mostrati gli spostamenti, le velocità e le accelerazioni di alcune stazioni di misura al crescere dell'altezza, mentre nei grafici di sinistra vengono plottate le stazioni accelerometriche alle diverse altezze indicando con il rombo la direzione x con il triangolo la direzione y e con il cerchio la direzione z.

Per rappresentare le frequenze di risonanza della struttura è stata usata l'analisi tempo-frequenza che risulta essere affidabile quando la struttura presenta un comportamento non stazionario e variabile nel tempo come appunto quello indotto da un terremoto.

In conclusione, è stata calcolata anche la velocità delle onde di taglio che è pari a 150-200m/s.

1.2.1.4. La Chiesa di San Pietro a Coppito in L'Aquila

Figura 15: Chiesa di San Pietro a Coppito in L'Aquila.

Cenni storici

La Chiesa venne edificata nella metà del XIII secolo probabilmente sul luogo di un preesistente tempio.

Il monumento venne distrutto una prima volta in seguito al terremoto dell'Aquila nel 1703 dove crollarono sia la facciata che la torre campanaria. La sua ricostruzione richiese moltissimi anni. In seguito agli eventi sismici che hanno colpito l'Aquila nel 2009, la chiesa di S. Pietro è stata di nuovo severamente danneggiata. Principalmente, si sono innescate le seguenti fenomenologie: la prima ha interessato la facciata che ruotando verso l'esterno ha causato il collasso della parte sommitale destra; peraltro, il sisma ha causato sia il crollo del campanile che di una parte dell'abside.

I lavori di ricostruzione sono ancora in corso.

Descrizione della sperimentazione effettuata

In via preliminare, è stata condotta un'intensa campagna d'indagine in sito, riportata in Figura 16 che ha previsto la realizzazione delle seguenti prove:

- Esecuzione di test sonici diretti, indiretti e semi diretti;
- Prelievo di campioni in alcune porzioni della struttura

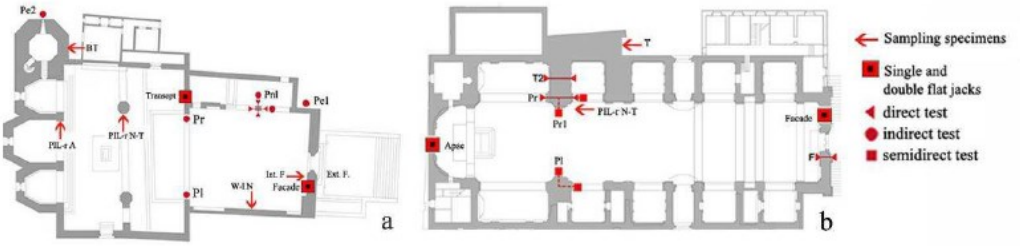


Figura 16: Piano di indagine.

Inoltre, sono state effettuate delle prove con i martinetti piatti. Un primo test è stato fatto a marzo 2011 e un secondo test a settembre 2011. In particolare, i test della prima fase hanno avuto l'obiettivo di caratterizzare la muratura senza portarla allo sforzo ultimo, mentre i test effettuati nella seconda fase sono serviti per valutare gli effetti causati dagli effetti ambientali.

È stato eseguito anche il monitoraggio dinamico attraverso l'uso di 12 accelerometri. Questi sono stati posizionati alle altezze di 6 e 10 metri. In Figura 17 si riporta nel dettaglio la disposizione planimetrica della rete di sensori adottata.

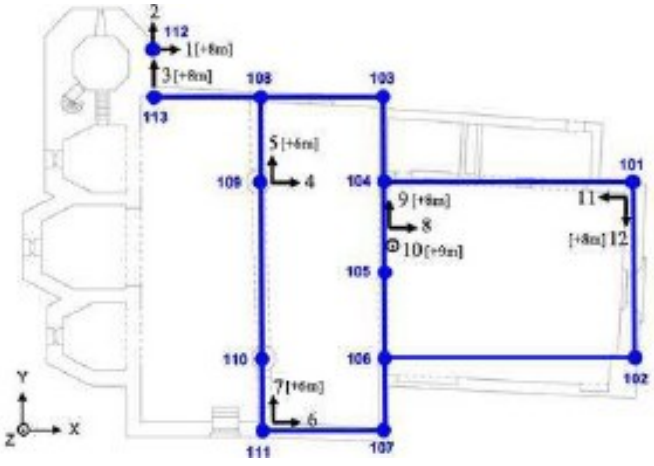


Figura 17: Disposizione del sistema di monitoraggio dinamico.

Per l'identificazione dei parametri modali è stato usato il software ARTeMIS.

Risultati e conclusioni

I test non distruttivi condotti sugli elementi della navata centrale e dell'arco trionfale rivelano un differente stato di compattezza della sezione che quindi si traduce in un comportamento asimmetrico degli archi. Attraverso i test sonici è stato possibile identificare un danno diffuso in entrambe le direzioni, le quali hanno confermato la presenza di zone vuote e caratterizzate da differenti proprietà elasto-plastiche tra la zona laterale e quella centrale. Sui campioni prelevati sono state condotte delle prove che mostrano una buona resistenza a compressione (Figura 18) per quanto concerne i pilastri interni e la torre campanaria, viceversa, la prova condotta sui provini della facciata esterna denota una scarsa qualità dei materiali.

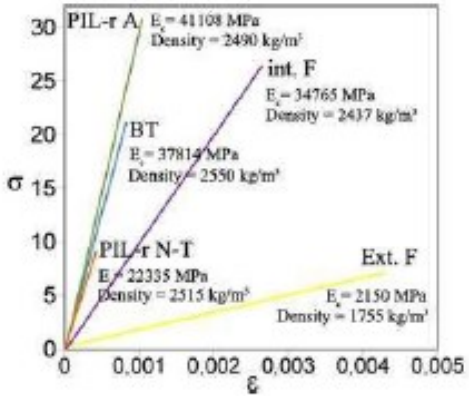
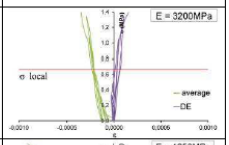
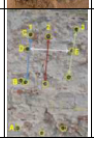
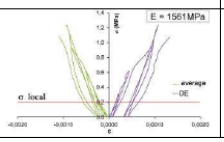
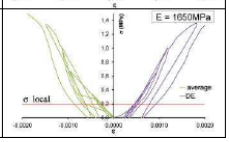


Figura 18: Diagramma sforzo-deformazione dei campioni prelevati nella chiesa.

Inoltre, in Tabella 7, si riportano i risultati delle prove dei martinetti piatti.

Tabella 7: Risultati test Martinetti piatti.

CHURCH Zone	Ref. lengths	$\Delta\varepsilon_h/\Delta\varepsilon_v$	σ_{local} MPa	σ_{max} MPa	Misure	1°test	2°test
SPC Transept (Thickness wall 0.67 mt.)	1CB	0.09	0.69	1.3		/	
	2CB	0.67					
	3CB	0.11					
SPC Façade (Thickness wall 1.35 mt.)	1CB	0.62	0.18	2.48			
	2CB	0.89					
	3CB	1.97					

Le prove di vibrazione ambientale condotte sulla chiesa seppur danneggiata hanno permesso di identificare il comportamento dei principali macroelementi e l'interazione tra i principali sistemi strutturali. Emerge che l'articolata configurazione plano-altimetrica amplifica gli effetti delle azioni dinamiche. La snellezza della struttura e l'assenza di elementi di irrigidimento ha reso l'edificio molto deformabile e soggetto quindi a ribaltamenti fuori dal piano e meccanismi di traslazione che giustificano in parte lo stato di danno emerso in conseguenza del sisma. (Boscato, Dal Cin, Russo, & Sciarretta, 2014)

In Figura 19 sono riportate le frequenze relative ai primi dieci modi della struttura. Si nota che a causa delle irregolarità in pianta e in altezza e della diversa distribuzione delle rigidezze e della geometria della struttura il primo modo è caratterizzato da una deformata modale di tipo torsionale, mentre la torre campanaria nonostante fosse collegata alla chiesa non è coinvolta nella risposta strutturale globale della struttura.

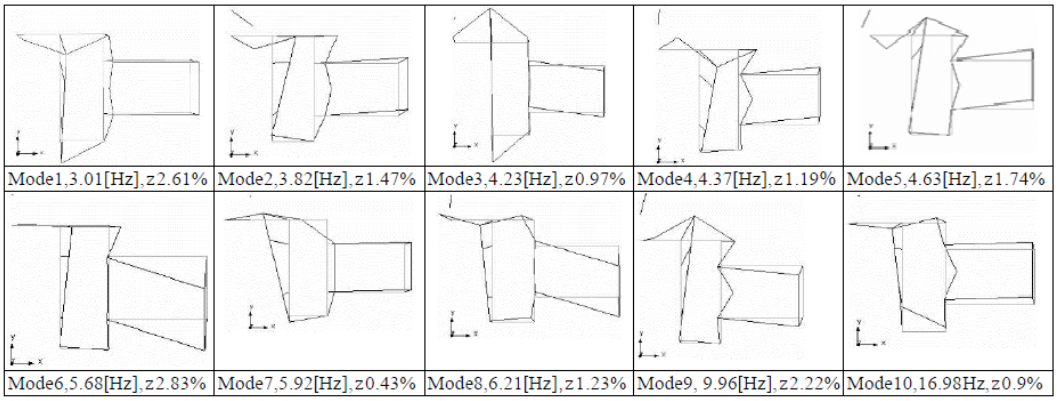


Figura 19: Forme modali della chiesa.

Emerge quindi che il comportamento globale della chiesa è governato dalla navata, dalla facciata, dall'arco trionfale e dalla complessa articolazione del doppio transetto e dei tre absidi. La torre campanaria risulta il terzo elemento del sistema per ragioni legate a rigidezza della struttura, condizioni al contorno e alla geometria.

1.2.1.5. La Basilica di San Nicola da Tolentino (Mc)

Figura 20: Basilica di San Nicola da Tolentino.

Cenni storici

La Basilica di San Nicola da Tolentino inizialmente intitolata a San Giorgio venne costruita tra il XIII e il XIV secolo per poi essere completata nei secoli successivi.

Gli eventi sismici susseguitesi nel 2016 hanno rilevato danni distribuiti su tutta la struttura della Basilica. Significative sono le lesioni in corrispondenza dei contrafforti della facciata a livello della copertura. Il movimento di distacco della facciata è evidenziato anche nella parte inferiore da fessure in corrispondenza della cornice decorativa interna su entrambi i lati della navata. In seguito all'entità delle lesioni, è stato installato un sistema di monitoraggio per evitare la caduta di elementi murari e decorativi. In corrispondenza dell'abside sono presenti delle lesioni che indicano una probabile lesione del corpo centrale. Fessurazioni diffuse sono presenti anche sugli archi laterali della navata, sulla cappella confessionale e sul cappellone.

Descrizione della sperimentazione effettuata

Nella struttura è stato predisposto un sistema di monitoraggio con lo scopo di acquisire il comportamento dinamico globale dei macroelementi principali (facciata, navata, abside e torre campanaria) danneggiati durante la sequenza sismica in modo da valutare l'attivazione o l'evoluzione dei meccanismi di danno individuati.

Le caratteristiche del sistema di monitoraggio sono riportate in Tabella 8, e la disposizione della strumentazione è evidenziata in Figura 21.

Tabella 8: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
20 ACCELEROMETRI MONOASSIALI
3 TERMOCOPPIE
SISTEMA DI ACQUISIZIONE 24 BIT

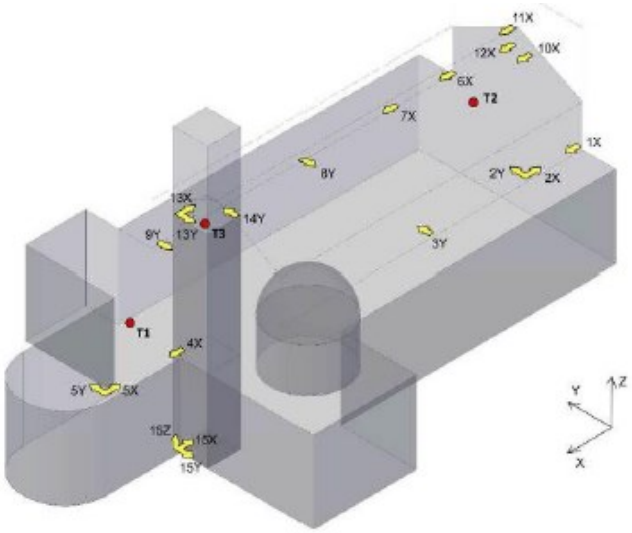


Figura 21: Posizione dei sensori accelerometrici (in giallo) e delle termocoppie (in rosso).

La disposizione degli accelerometri è basata sul rilievo dello stato di danno. Pertanto, sono state collocate due coppie di sensori sulla facciata e sui muri longitudinali della chiesa per controllare l'efficacia del collegamento e il loro comportamento sotto l'effetto di eventuali eventi sismici. (Sabia, Aoki, Costanzo, Lancellotta, & Quattrone, 2017)

Le time history sono state acquisite in intervalli temporali di un'ora per un totale di nove settimane. Sulla base di questi segnali sono stati poi identificati i parametri modali attraverso l'algoritmo SSI. I modi reali della struttura sono stati individuati applicando i seguenti criteri di stabilizzazione:

- Variazione della frequenza tra ordini successivi inferiore all'1%;
- Variazione dello smorzamento tra ordini successivi inferiore al 10%;
- Esclusione dei modi con $\xi > 10\%$ e $\xi < 0\%$;
- MAC > 95%.

È stato realizzato un monitoraggio continuo e la rappresentazione nel dominio tempo-frequenza che ha permesso di valutare l'evoluzione nel tempo delle frequenze naturali dei principali modi di vibrare.

Risultati e conclusioni

I dati acquisiti nei primi due mesi del monitoraggio hanno permesso l'identificazione dei modi di vibrare della struttura associati ai macroelementi maggiormente danneggiati.

In Figura 22 si riportano i diagrammi di stabilizzazione e di clusterizzazione dei risultati al variare dell'ordine del sistema.

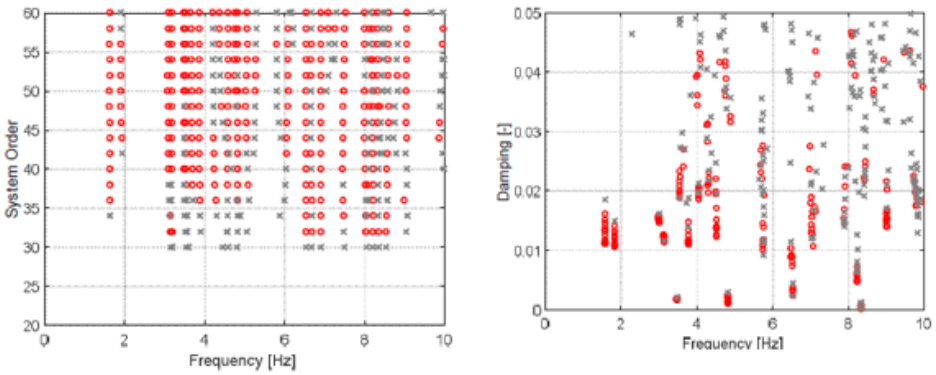


Figura 22: Diagrammi di stabilizzazione e clustering.

I primi due modi fanno riferimento alla torre campanaria, il terzo ed il quarto sono i modi globali della basilica nelle due direzioni orizzontali, mentre il quinto individua il modo di vibrare della facciata.

Attraverso l'installazione di un sistema di monitoraggio permanente in futuro si potranno valutare eventuali deviazioni del comportamento strutturale in base ai parametri acquisiti in questa prima fase. Inoltre, potrà essere valutata la risposta della struttura durante eventuali eventi sismici.

1.2.2. Prove dinamiche applicate a edifici di pregio

In questo paragrafo, vengono riportati i casi studio in cui sono state realizzate delle prove dinamiche su edifici di importante valenza storico-architettonica. Gli aspetti indagati sono i medesimi della sezione precedente.

1.2.2.1. Il Duomo di Milano

Figura 23: Il Duomo di Milano.

Cenni Storici

Il Duomo di Milano è noto in tutto il mondo per essere uno dei più grandi monumenti ad esser stato costruito e per la sua unica architettura.

L'inizio della costruzione avvenne nel 1386, fu promossa dal vescovo Antonio de' Saluzzi e quindi autorizzata dal duca di Milano Gian Galeazzo Visconti. Per la realizzazione della chiesa vennero fatte abbattere prima la Cattedrale di Santa Maria Maggiore e in un secondo momento la Basilica di Santa Tecla. L'edificazione venne conclusa nel 1813.

La cattedrale presenta pianta a croce latina con dimensione 66x158m. Negli ultimi anni del XX secolo al fine di ridurre la spinta sulle pareti ortogonali sono stati installati 122 tiranti d'acciaio all'altezza dei capitelli dei pilastri.

Descrizione della sperimentazione effettuata

Nella Cattedrale di Milano è stato predisposto un sistema di monitoraggio statico e un sistema di monitoraggio dinamico.

Il sistema di monitoraggio statico è completamente computerizzato ed è consistito nelle misurazioni delle seguenti quantità:

- Sforzi quasi statici attraverso l'utilizzo di estensimetri wireless a cavo vibrante;
- Rotazioni quasi statiche misurate in cima ad alcuni pilastri selezionati arbitrariamente e su tre livelli nella guglia principale;
- Parametri ambientali interni ed esterni;
- Velocità su tre livelli nella guglia principale.

In Tabella 9 vengono riportate le caratteristiche del sistema di monitoraggio statico e in Figura 24 si riporta la disposizione plano-altimetrica dei sensori adottati.

Tabella 9: Caratteristiche della strumentazione adottata per il monitoraggio statico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO STATICO
12 ESTENSIMETRI A FILO VIBRANTE
12 INCLINOMETRI BIASSIALI (in pianta)
3 INCLINOMETRI BIASSIALI (sulla guglia)
SENSORE TEMPERATURA E UMIDITA' INT E EXT
12 IGROMETRI
1 STAZIONE METEREOLOGICA

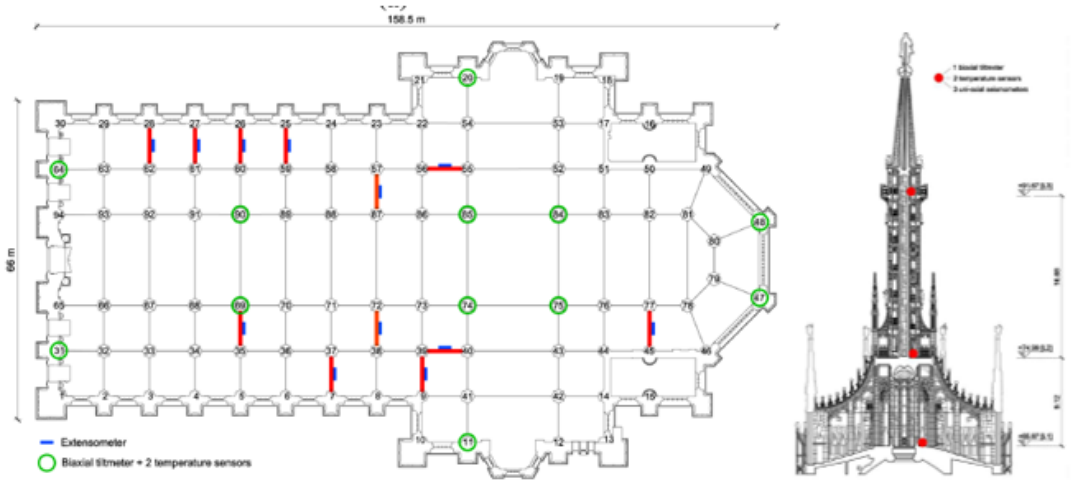


Figura 24 : Mappa dei dispositivi installati all'interno della Cattedrale di Milano e sulla guglia principale.

Per quanto concerne il monitoraggio dinamico, sono stati utilizzati dei sismometri cioè dei trasduttori elettrodinamici di velocità e la loro scelta è stata motivata da:

- Alta sensibilità ed eccellenti performance nel campo delle basse frequenze;
- Alimentazione non necessaria;
- Permettono di ottenere una buona stima degli spostamenti dall'integrazione delle velocità.

In Tabella 6 si riportano le caratteristiche del sistema di monitoraggio dinamico e in Figura 25 si riporta la disposizione plano-altimetrica dei sensori adottati.

Tabella 10: Caratteristiche del sistema di monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
13 SISMOMETRI BIASSIALI (sopra pilastri)
1 SISMOMETRO MONOASSIALE (sopra pilastri)
9 SISMOMETRI MONOASSIALI (guglia principale)

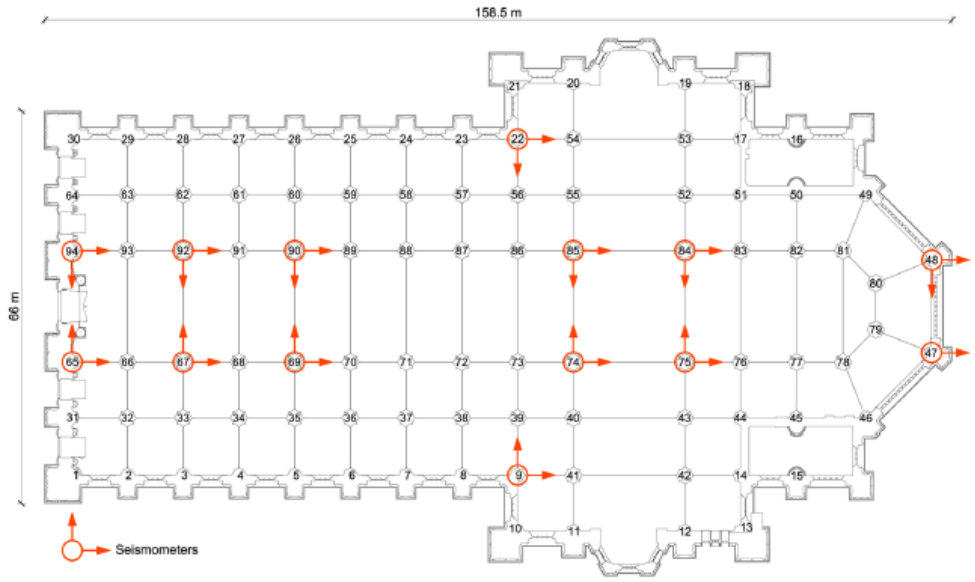


Figura 25: Mappa dei dispositivi installati all'interno della Cattedrale di Milano.

I parametri modali della cattedrale e della guglia principale sono stati estratti indipendentemente e sono stati processati mediante l'algoritmo SSI-COV. È stata adottata una procedura di identificazione automatica dei parametri modali che viene effettuata in due fasi:

- La Modal Parameter Estimation (MPE) è stata condotta attraverso una procedura automatica di interpretazione dei diagrammi di stabilizzazione basata sulla sensibilità delle frequenze e delle forme modali al cambiare dell'ordine del modello. Per ogni set di dati sono stati eliminati i modi spuri dal controllo del

rapporto di smorzamento e dall'indice di complessità modale (MCI). I poli che hanno mostrato frequenze e forme modali simili sono stati clusterizzati determinando per ogni cluster i parametri modali (frequenze di risonanza, forme modali e rapporti di smorzamento). (Gentile, Ruccolo, & Canali., 2019)

- Il Modal Tracking (MT) è stato condotto al fine di valutare l'evoluzione dei parametri modali di ogni modo ed è basato sulla variazione delle frequenze e della MAC rispetto ad una lista di modi di base. (Gentile, Ruccolo, & Canali., 2019)

Dall'ottobre del 2018 a febbraio del 2019 è stato condotto un monitoraggio dinamico. Durante questo arco temporale è stata fatta un'acquisizione all'ora e i dati sono stati processati automaticamente secondo la procedura descritta in precedenza. Si è potuta valutare la correlazione tra le frequenze della struttura e i parametri ambientali come temperatura e umidità.

Risultati e conclusioni

In seguito all'installazione del sistema di SHM applicato al Duomo di Milano è stato possibile innanzitutto constatare l'efficacia di strumenti sensibili per l'analisi modale operativa permettendo un'accurata stima dei parametri modali della struttura, in particolare ciò ha consentito l'individuazione di otto frequenze di risonanza tra 0 e 5 Hz come mostrato in Figura 26.

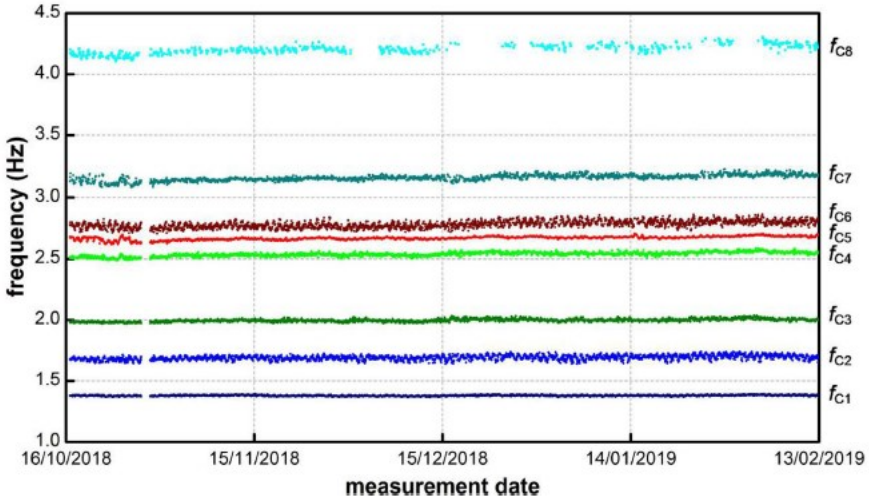


Figura 26: Frequenze di risonanza individuate.

Anche se il periodo di osservazione è stato limitato a quattro mesi, la correlazione frequenza-temperatura rivela una tendenza distintiva che va in antitesi con molti studi a lungo termine su strutture in muratura. Come si può notare in Figura 27 tutte le frequenze di risonanza della Cattedrale di Milano crescono più o meno linearmente con il decrescere della temperatura e la tendenza negativa delle frequenze modali sulla temperatura è plausibilmente determinata dagli effetti attivi esercitati dai tiranti metallici.

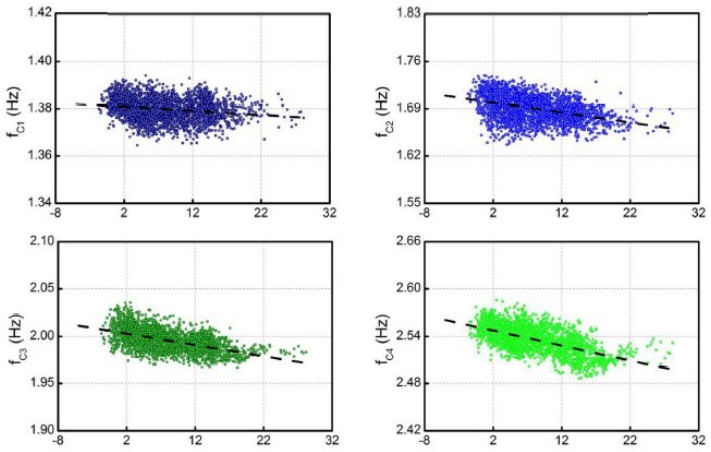


Figura 27: Correlazione tra temperatura esterna e le prime quattro frequenze misurate.

Infine, si è scoperto che le forme modali della cattedrale non esibiscono apprezzabili fluttuazioni con gli effetti delle vibrazioni ambientali e questo potrebbe portare a considerare nei successivi studi di SHM questo parametro come invariante.

1.2.2.2. Il Santuario di Vicoforte a Cuneo

Figura 28: Santuario di Vicoforte a Cuneo.

Cenni storici

Il Santuario di Vicoforte è una struttura in muratura la cui costruzione ebbe inizio nel 1596 ed è proseguita a fasi alterne fino ad essere completata nel 1884. L'edificio si contraddistingue per la sua cupola a sezione orizzontale ellittica che risulta essere la più grande di tale forma al mondo.

Il tamburo della cupola ha sofferto nel corso degli anni di significativi problemi strutturali causati in parte dall'aggiunta di masse, che quindi hanno causato anche dei cedimenti nel terreno, ma in larga parte anche a causa della configurazione strutturale del duomo stesso. Nel 1983 a causa del peggioramento del quadro fessurativo dopo un'accurata campagna d'indagine sono stati installati 56 tiranti attivi che vennero posizionati all'interno di fori praticati nella muratura nella parte superiore del tamburo, lungo 14

tangenti intorno al perimetro a 4 livelli differenti come mostrato in Figura 29. Nel 1997 i tiranti sono stati ritesati per compensare le perdite da stress. (Chiorino, Spadafora, Calderini, & Lagomarsino, 2008)

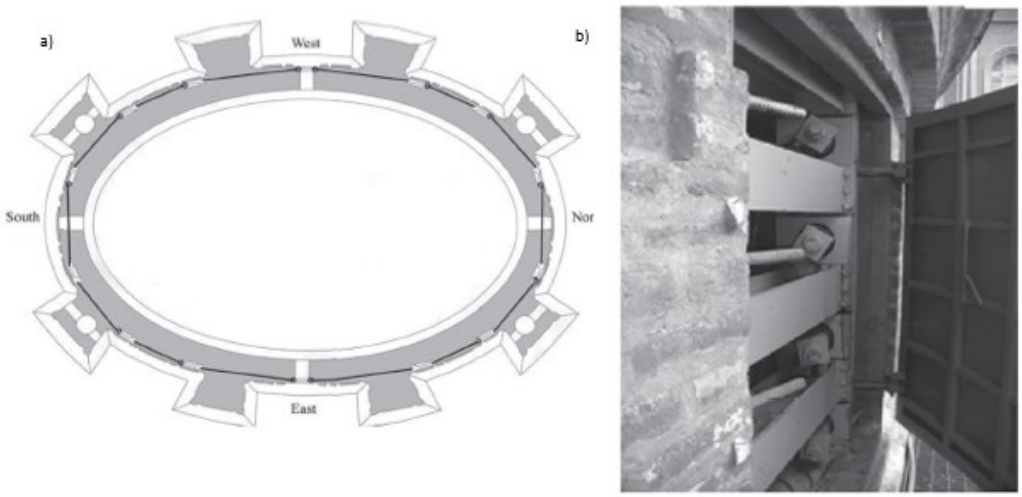


Figura 29: a) disposizione planimetrica dei tiranti all'interno del tamburo; b) dettaglio dei tiranti.

Descrizione della sperimentazione effettuata

In seguito all'installazione dei tiranti metallici è stato posto in opera un sistema di monitoraggio statico per valutare gli effetti del sistema di rinforzo e la propagazione delle fessure.

Successivamente, nel dicembre del 2015, anche un sistema di monitoraggio dinamico permanente è stato installato sul sistema tamburo-cupola-lanterna le cui caratteristiche vengono sintetizzate in Tabella 11 e la disposizione plano altimetrica in Figura 30.

Tabella 11: Strumentazione adottata per il sistema di monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
12 ACCELEROMETRI PIEZOELETTRICI (PCB 393B12)
UNITA' DI ACQUISIZIONE
UNITA' MASTER

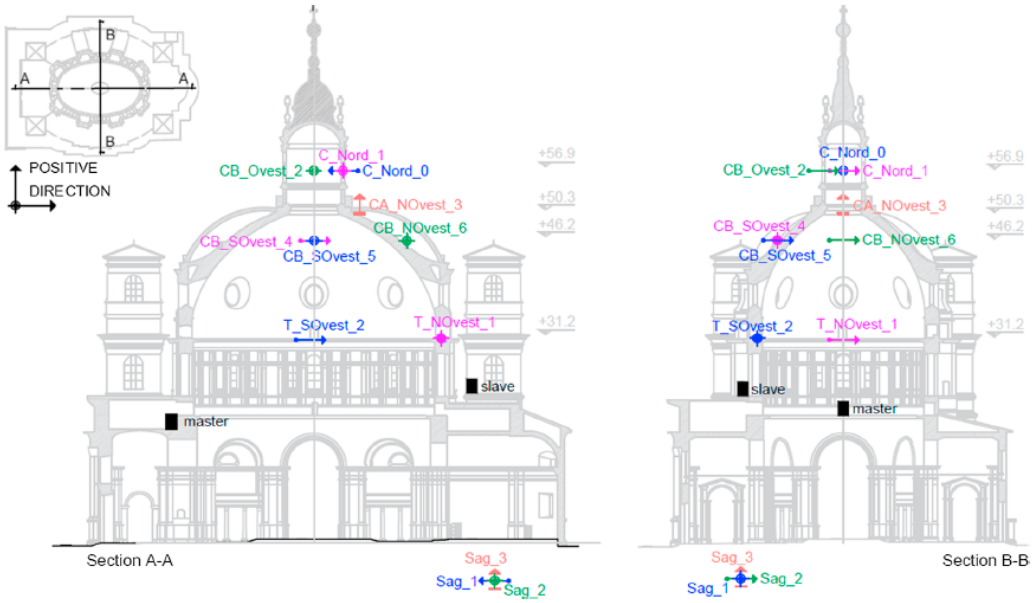


Figura 30: Disposizione degli accelerometri nelle sezioni A-A e B-B.

Il sistema di acquisizione è stato progettato con uno schema di acquisizione master/slave per limitare la distorsione causata dalla lunghezza dei cavi sopra ai 50 m di lunghezza e per ridurre l'invasività. I dati acquisiti dagli accelerometri nella cripta sono trasmessi all'unità slave e quindi all'unità master. I parametri registrati dagli altri strumenti convergono direttamente all'unità master e il tempo di acquisizione viene poi sincronizzato con il sistema GPS.

Per l'elaborazione dei dati del sistema di monitoraggio è stata adottata la tecnica della cointegrazione, che si basa sugli algoritmi SVM e RVM, al fine di rimuovere i dati non stabili.

È stata effettuata anche un'analisi dei parametri ambientali per cercare di comprendere eventuali variazioni e correlazioni con le frequenze misurate della struttura.

Al fine di validare l'efficacia del metodo di rilevamento del danno è stato simulato uno scenario di danneggiamento su un modello agli elementi finiti del santuario che era

disponibile da precedenti ricerche. Il comportamento meccanico dei materiali è stato assunto elastico lineare. Nelle zone con maggiori sollecitazioni, riportate in arancio in Figura 31, per simulare lo stato di danno è stato ridotto il modulo di Young del 40%.

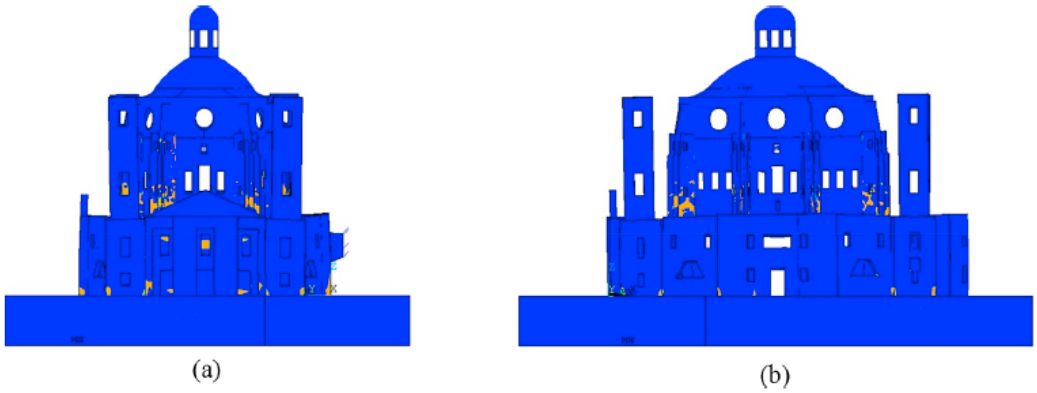


Figura 31: Modello del Santuario di Vicoforte nelle due viste Sud Nord ed Est Ovest.

Risultati e conclusioni

Il sistema di monitoraggio ha permesso l'individuazione di sedici frequenze che vengono riportate in Figura 32. Si può notare come le prime due frequenze siano molto più regolari rispetto alle altre.

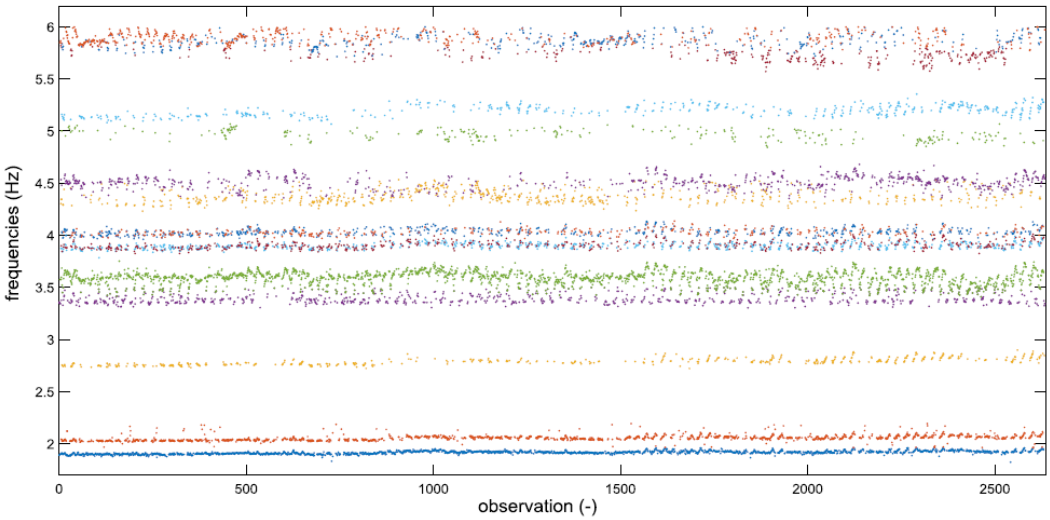


Figura 32: Frequenze identificate del santuario.

Lo studio condotto mostra i vantaggi dell'uso della tecnica della cointegrazione che è basata su un'idea semplice e versatile e quindi può essere usata con diversi sistemi con schemi statici, materiali ed età differenti e può essere anche implementata senza alcun dato sulle condizioni ambientali. La cointegrazione applicata alle frequenze identificate dimostra che non ci sono danni nel periodo indagato. (Coletta, et al., 2018)

In Figura 33 sono riportati tutti i parametri ambientali misurati nel periodo di funzionamento del sistema di monitoraggio.

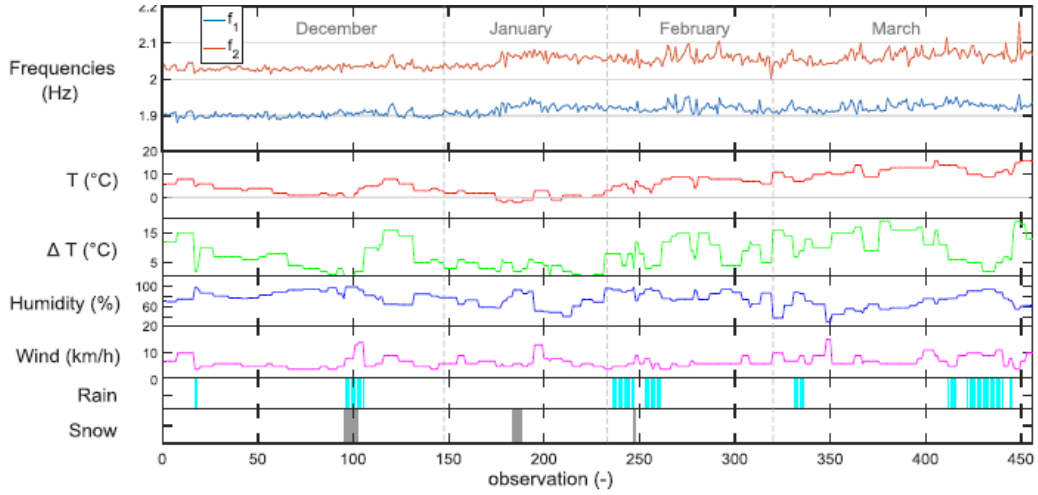


Figura 33: Prime due frequenze e parametri ambientali registrati nei 4 mesi di monitoraggio.

In particolare, si scorge una tendenza anomala attorno alla 170° osservazione, dove si hanno condizioni di neve e temperatura inferiore allo 0 e un temporaneo innalzamento delle prime due frequenze della struttura. Probabilmente in questo caso l'azione del ghiaccio ha prodotto un effetto di irrigidimento della chiesa.

Un'ultima osservazione è stata effettuata sulla forma della cupola che essendo ellittica porta ad avere due frequenze diverse e molto ravvicinate tra loro. Nel caso in cui la forma fosse stata circolare le prime due frequenze rilevate sarebbero dovute coincidere.

1.2.2.3. Il Battistero della Chiesa di San Giovanni a Firenze

Figura 34: Il battistero della Chiesa di San Giovanni a Firenze.

Cenni Storici

Il Battistero di San Giovanni a Firenze è considerato un eccezionale monumento a livello mondiale che venne consacrato nel 1059 e sorge di fronte alla Cattedrale di Santa Maria del Fiore. La struttura presenta una tipica pianta ottagonale con un diametro di 25,60 m.

Dalla sua costruzione il monumento ha subito diversi sismi di varia magnitudo (I-VIII MCS scale). Negli ultimi anni ha subito anche l'influenza del traffico veicolare, che dall'ottobre 2009 ha portato ad una chiusura della zona adiacente.

Descrizione della sperimentazione effettuata

È stato effettuato un monitoraggio dinamico per 42 ore dal 14 al 16 ottobre 2013 con 10 stazioni sismiche le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 12. Ogni stazione sismica è stata dotata di sismometri a tre componenti.

Tabella 12: Caratteristiche del monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
6 SISMOMETRI LENNARTZ 3D/5 s (sensibilità 400 V/m/s funzione di trasferimento 5s)
3 SISMOMETRI GURALP CMG-6T (sensibilità 2400 V/m/s con funzione di trasferimento 10s)
1 SISMOMETRO GURALP CMG-40T (sensibilità 800 V/m/s con funzione di trasferimento 30s)
SCHEDE CONVERSIONE SEGNALE A/D 24 BIT (GURALP CMG24)

In Figura 35 viene mostrata la disposizione delle stazioni sismiche, nel dettaglio:

- la stazione B01 è stata collocata al piano terra e usata come stazione di riferimento al suolo;
- le stazioni B02-B03-B04-B05 sono state posizionate alla base del Matroneo;
- le stazioni B06-B07-B08-B09 sono state posizionate al di sopra del Matroneo;
- La B10, si trova sul lucernario.

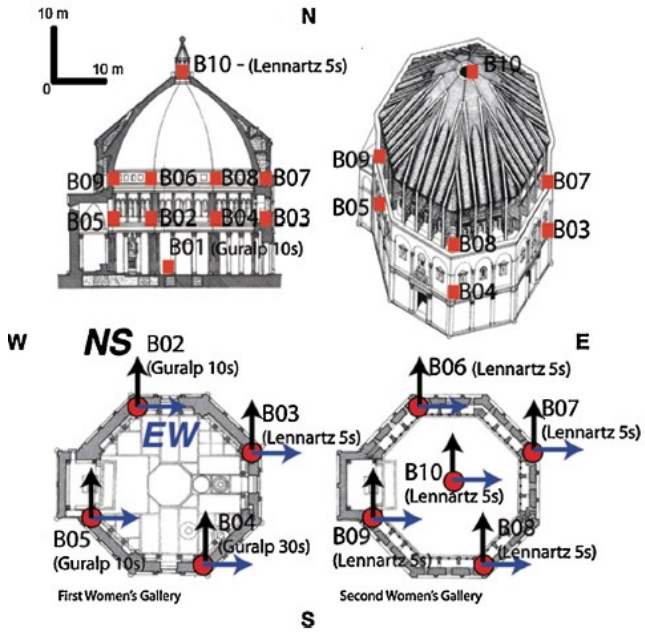


Figura 35: Disposizione delle 10 stazioni sismiche nel Battistero di San Giovanni.

In questo studio i dati derivanti dai segnali sono stati processati usando il metodo EFDD che è un'estensione del Peak picking ed è basato sulla definizione dei valori singolari e della Power Spectral Density Matrix. Inoltre, è stata usata una procedura di identificazione automatica introdotta da Brinker, per analizzare i parametri modali della struttura.

In conclusione, è stata realizzata una modellazione 3D per confrontare i risultati con i dati sperimentali. Inoltre, è stata fatta una valutazione dello spostamento corrispondente ad ogni forma modale attraverso un'integrazione della velocità sismica al suolo e un filtraggio a 1 Hz attorno alla frequenza naturale di ogni modo.

Risultati e conclusioni

L'applicazione della procedura automatica basata sull'algoritmo EFDD per il calcolo dei parametri modali si è rilevata efficace portando alla definizione di sei forme modali fondamentali che ampliano la conoscenza di questo monumento antico. Il metodo si è rivelato efficace anche perché riesce a cogliere bene i primi due modi che sono separati solo da 0,21 Hz l'uno dall'altro. Inoltre, come mostrato anche in Figura 36 a), dall'analisi dei dati delle 42 ore di monitoraggio è emerso che i primi cinque modi sono sempre presenti, mentre il sesto sembra esserci solo nel periodo diurno e questo potrebbe essere dovuto all'attività antropica nelle zone circostanti.

Si può osservare sempre dalla stessa figura, una leggera crescita dei valori delle frequenze attorno alle ore 12:00, che può essere relativa ad un incremento degli effetti della temperatura. Questa correlazione è stata studiata in ricerche a lungo termine che hanno mostrato come la chiusura delle fessure sia causata dall'espansione termica con conseguente crescita della rigidezza e delle frequenze modali. Per confermare tale tendenza sono necessari ulteriori monitoraggi a lungo termine. (Lacanna, Ripepe, Marchetti, Coli, & Garzonio, 2016)

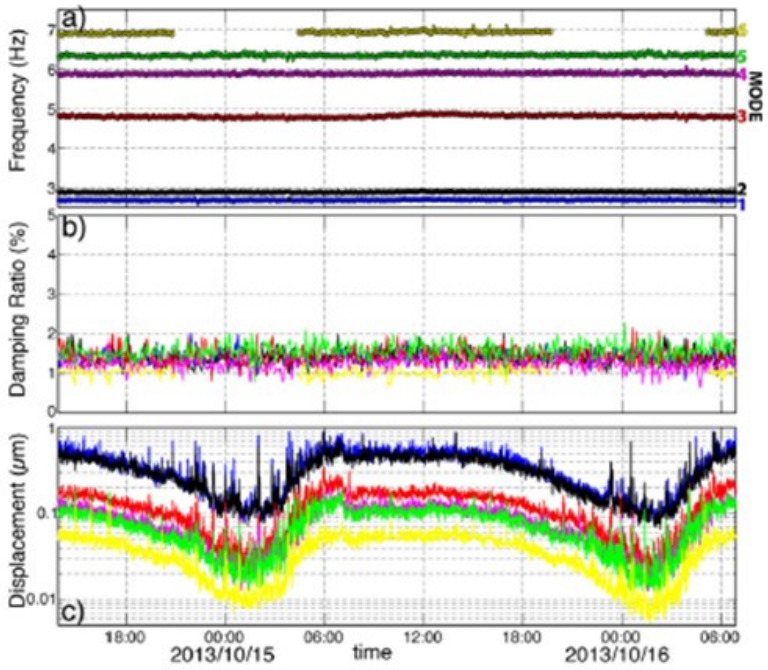


Figura 36: a) Registrazioni tempo-frequenze; b) Registrazioni tempo-rapporti di smorzamento; c) Registrazioni tempo-spostamenti.

Gli spostamenti, in Figura 36c), variano da un minimo di 0,08 µm di notte a un massimo di 0,7 µm di giorno, sinonimo della presenza consistente dell'attività antropica nella zona del Battistero.

In Tabella 13 sono mostrate le caratteristiche dinamiche del battistero in termini di frequenze, rapporti di smorzamento e spostamenti.

Tabella 13: Risultati di frequenze smorzamenti e spostamenti relativi alle forme modali.

Mode number	Frequency (Hz)		Damping ratio (%)		Displacement (μm)
	Mean	Standard deviation	Mean	Standard deviation	Mean
1	2.67	0.010	1.41	0.166	0.247
2	2.88	0.017	1.41	0.200	0.221
3	4.80	0.029	1.64	0.306	0.071
4	5.88	0.020	1.23	0.170	0.049
5	6.34	0.029	1.56	0.220	0.048
6	6.93	0.061	1.05	0.210	0.035

1.2.2.4. *La Cattedrale di Colonia in Germania*

Figura 37: La Cattedrale di Colonia.

Cenni storici

La Cattedrale di Colonia è un grandioso tempio in stile gotico la cui costruzione è durata più di 600 anni, essendo iniziata nel 1248 e terminata solo nel 1880. La cattedrale venne fortemente colpita dai bombardamenti della Seconda guerra mondiale, ma fortunatamente non collassò ed i lavori di restauro terminarono nel 1956. Nel 1996 è stata inserita nell'elenco dei patrimoni dell'umanità dell'Unesco.

La struttura in esame è soggetta a notevoli vibrazioni ambientali, infatti vicino ad essa è presente la stazione centrale nella quale ogni giorno transitano circa 1200 treni, una strada molto trafficata passa a Nord dell'edificio e un mega parcheggio si trova a Sud della stessa. A causa di ciò le vibrazioni ambientali cui è soggetto l'edificio sono di gran lunga superiori durante il giorno piuttosto che durante la notte.

Descrizione della sperimentazione effettuata

L'obiettivo principale del controllo della Cattedrale di Colonia è quello di monitorare il comportamento dinamico durante i terremoti locali. In aggiunta, il monitoraggio continuo è anche utile per valutare l'attività antropica e l'effetto delle condizioni climatiche.

A tal proposito, sono state installate cinque stazioni sismiche le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 14 e la disposizione plano-altimetrica in Figura 38.

Quattro di queste stazioni hanno sensori a tre componenti, mentre la stazione BA21A è dotata solo di due componenti in direzione orizzontale.

Tabella 14: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER L'IDENTIFICAZIONE DINAMICA E PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
5 SISMOMETRI A 2-3 COMPONENTI KINEMETRICS
SCHEDE CONVERSIONE SEGNALE A/D A 4 CANALI
NANO SERVER PC
STAZIONE METEO (nelle vicinanze della struttura)

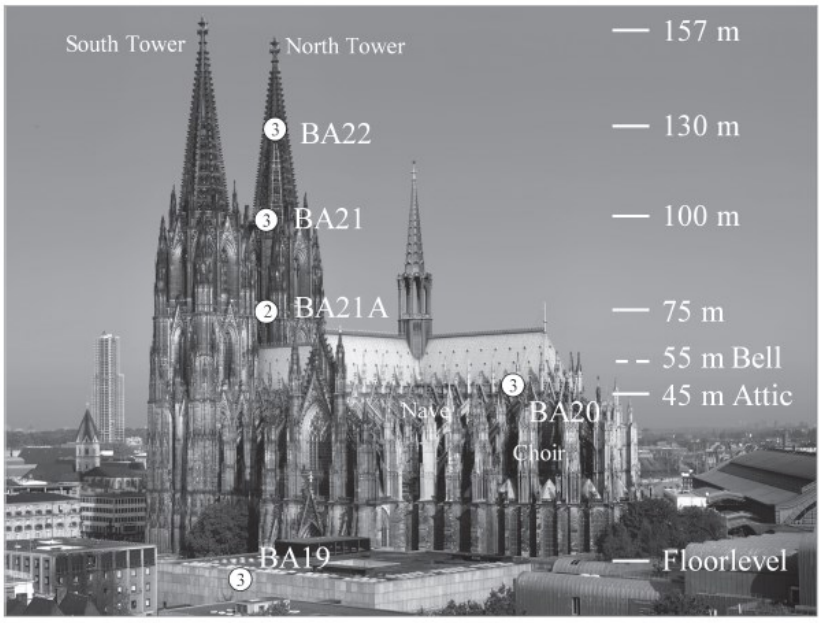


Figura 38: Disposizione delle stazioni sismiche nella cattedrale, all'interno del cerchio è indicato il numero di componenti di ogni stazione.

Sono state valutate le frequenze proprie della struttura su un periodo di sette giorni (in assenza di vento e condizioni di alta pressione) e ogni quattro ore sono state analizzate finestre temporali di quattro minuti che hanno fornito un range di frequenze tra 0,2 Hz e 2,0 Hz.

Con i dati metereologici acquisiti nelle vicinanze della struttura è stato possibile studiare:

- La correlazione tempo-frequenza per tutto il 2010;
- La correlazione frequenza-velocità del vento nel periodo da gennaio a marzo 2010 attraverso una stazione anemometrica situata a 100m da terra. Nella torre nord si sono registrate velocità medie del vento comprese in un range da 2,5 a 47,5 m/s;
- La correlazione frequenza-temperatura.

È stata oggetto di studio anche la sollecitazione dovuta al suono delle campane, infatti nella cattedrale è presente una gigantesca campana, chiamata dagli abitanti di Colonia Petersgloke, dal peso di 24000 kg con un batacchio di 800 kg.

Risultati e conclusioni

Il sistema di monitoraggio della struttura ha portato a rilevare quattro frequenze proprie. Particolari conclusioni possono essere tratte in merito alle correlazioni citate in precedenza.

Di particolare interesse è stata la correlazione frequenza – velocità del vento. In dettaglio, si nota che l'accelerazione spettrale relativa ai primi tre modi cresce esponenzialmente con la velocità del vento come si evince dal grafico di Figura 39. Si nota che le frequenze proprie sono meno variabili della velocità del vento, che può esibire cambiamenti transitori e quindi possono permettere di definire il livello di allerta superato il quale può determinarsi la chiusura delle aree circostanti e della chiesa per evitare il rischio del crollo di alcune parti. (Hinzen, Fleischer, Schock-Werner, & Schweppe, 2012)

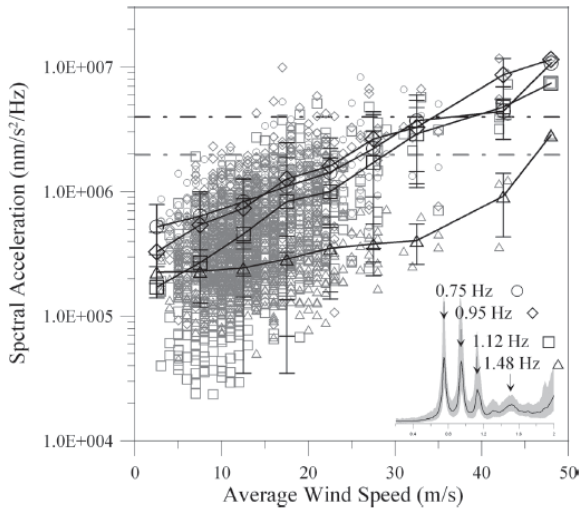


Figura 39: Andamento della velocità media del vento con l'accelerazione spettrale.

Per quanto concerne la correlazione frequenza temperatura, è stato osservato un cambiamento nei mesi invernali soprattutto della frequenza relativa al quarto modo che

è aumentata passando da 1,4 Hz a 1,5 Hz (Figura 40). Sempre in merito a questa correlazione, in generale si è osservato un aumento delle frequenze con la diminuzione della temperatura dovuto probabilmente all'umidità che occupando i pori dell'arenaria, gelando, causa un incremento della rigidezza in grado di far cambiare la frequenza.

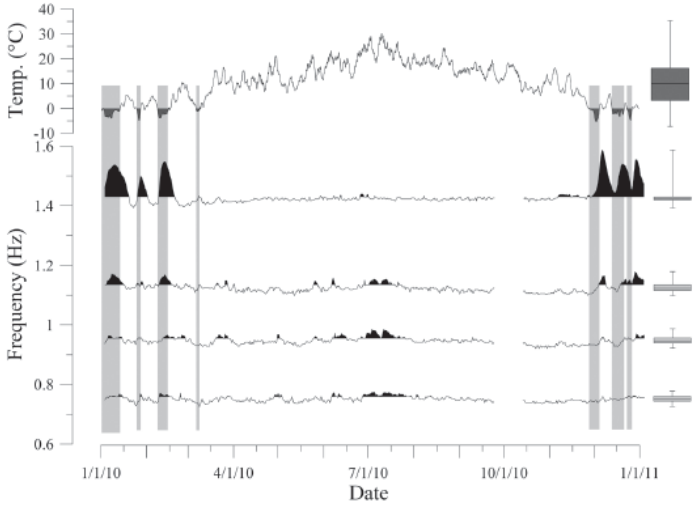


Figura 40: Correlazione frequenza temperatura.

Anche gli effetti del suono della grande campana, ha condotto a riflessioni interessanti. A causa dell'elevata massa il movimento sinusoidale della campana è in grado di produrre vibrazioni misurabili in tutte le cinque stazioni della cattedrale. In Figura 41, sono riportati gli spostamenti registrati in una finestra temporale di due minuti da quando la campana inizia a suonare. Si nota che le frequenze principali di questi movimenti sono in accordo con la prima e la seconda frequenza per le componenti NS e EW. (Hinzen, Fleischer, Schock-Werner, & Schweppe, 2012)

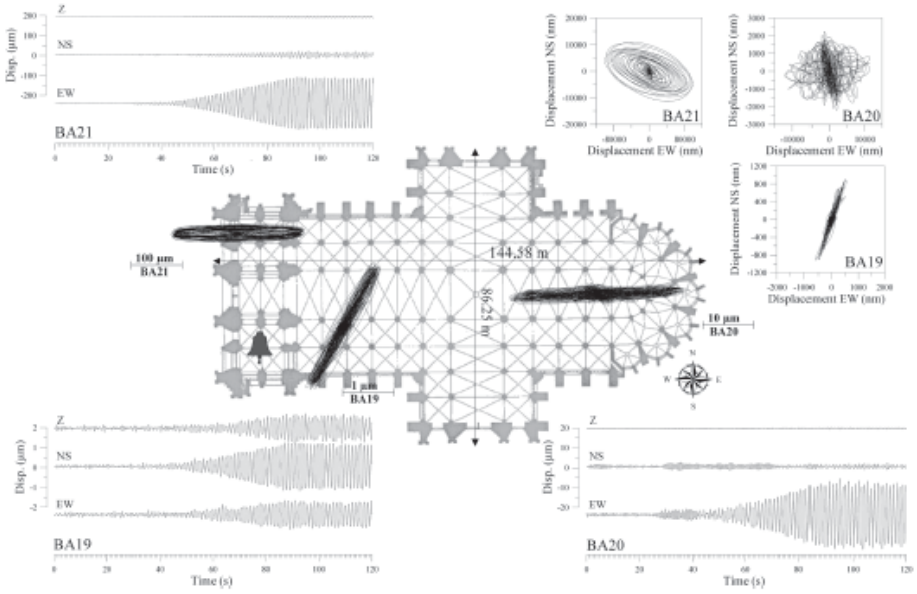


Figura 41: Spostamenti registrati nelle stazioni BA19 BA20 BA21 quando la campana inizia a suonare.

1.2.2.5. La Chiesa di San Torcato a Guimarães in Portogallo

Figura 42: Chiesa di San Torcato a Guimarães.

Cenni storici

La Chiesa di San Torcato si trova nella città di Guimarães nel nord del Portogallo. La costruzione dell'edificio ebbe inizio nel 1871 e venne completata nel 2008. A causa del lungo processo di edificazione sono stati usati diversi materiali. Le torri e i muri della navata principale sono costituiti principalmente in muratura con blocchi di granito, mentre l'abside e l'altare principale sono stati realizzati in cemento armato e rivestiti di granito. Negli ultimi anni della sua costruzione la chiesa è stata oggetto di monitoraggio in quanto nella facciata, soprattutto nella chiave di volta dell'arco principale e sulle due torri era presente una fessurazione diffusa con ampiezza di circa 5 cm sul fronte e al livello del coro erano superiori a 3cm.

Descrizione della sperimentazione effettuata

Nel 1998 è stato installato nella chiesa un semplice sistema di monitoraggio low-cost. La strumentazione adottata è riportata in Tabella 15.

Tabella 15: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio statico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO STATICO
FESSURIMETRI
SET DI 3 PIASTRE D'ACCIAIO (Riferimento per le misure di spostamento)
STAZIONE TOTALE (per le misura dell'inclinazione e degli spostamenti delle torri)
MISURA DELLA TEMPERATURA SULLA SUPERFICIE DI OGNI PUNTO OGGETTO DI STUDIO

Dai risultati si nota che il comportamento delle fessure è fortemente influenzato dalle condizioni ambientali.

Gli spostamenti della torre sono stati valutati usando una stazione di misura totale prendendo le misure lungo l'altezza, mentre le misure inclinometriche sono state fatte con un piombo posizionato all'interno di una torre. Uno schema delle indagini viene riportato in Figura 43.

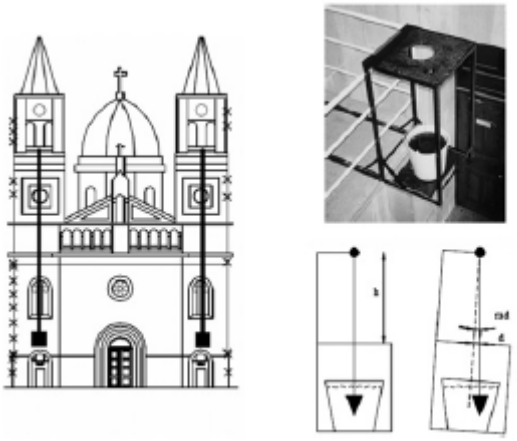


Figura 43: Dettaglio delle indagini statiche.

È stato realizzato anche un rilievo geotecnico basato sulla realizzazione di 31 CPT e la realizzazione di due sondaggi aperti per osservare direttamente le fondazioni e prelevare i campioni indisturbati.

Nel maggio 2009 è stata predisposta un'ampia campagna di identificazione dinamica globale basata sull'analisi modale operativa OMA. I sensori di riferimento sono stati posizionati in 35 punti riportati in Figura 44. A causa del numero di accelerometri usati e delle lunghe distanze, le misurazioni sono state effettuate in nove configurazioni di prova utilizzando quattro punti di riferimento. (F.Ramos, Aguilar, Lourenco, & Moreira, 2013)

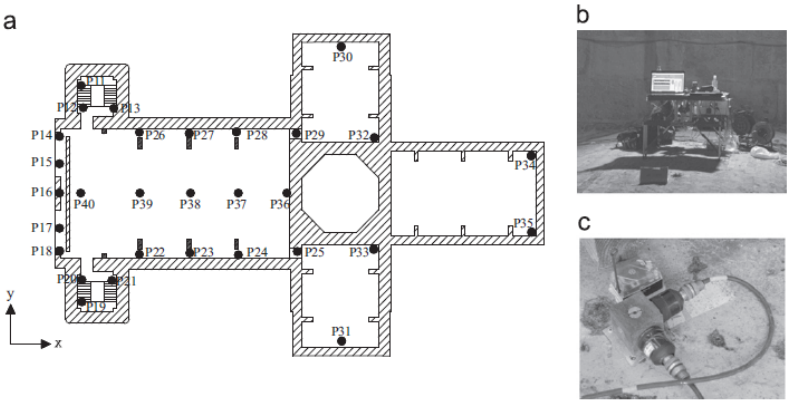


Figura 44: a) Layout dei sensori durante l'identificazione modale; b) Sistema di acquisizione sopra la navata; c) Accelerometri.

I parametri modali della struttura sono stati ottenuti usando gli algoritmi FDD, (Frequency Domain Decomposition) EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition) e CC-SSI (Cristal Clear Stochastics Sub-Space Identification).

È stato realizzato un modello agli elementi finiti della basilica. A causa della complessità è stata modellata solo la facciata e una parte della navata centrale. I risultati del modello analitico sono sensibili delle proprietà dei materiali. Per effettuare la procedura di updating sono stati usati i risultati derivanti dall'identificazione modale e delle indagini svolte preliminarmente.

Nella chiesa è stato installato nel 2009 un sistema di monitoraggio dinamico, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 16, per cercare di capire se ci fosse un cambiamento della risposta dinamica globale nel tempo.

Tabella 16: Caratteristiche principali del sistema di monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
4 ACCELEROMETRI PIEZOELETTRICI
DAQ (Risoluzione 24 bit con 4 canali di misura)
UPS (Uninterruptible Power Supply)
COMPUTER
MODEM

Per analizzare la grande mole di dati è stato usato l'algoritmo SSI Data-Driven.

L'identificazione modale è condotta a partire dalla costruzione dei diagrammi di stabilizzazione e dalla loro elaborazione. In particolare, per eliminare i trend spuri e trovare quindi le frequenze proprie della struttura è stata adottata una procedura di clustering non gerarchica che usa l'algoritmo K-means. Tuttavia, questa procedura dipende fortemente dalla selezione del cluster di dati iniziale. L'algoritmo proposto considera due step consecutivi: la costruzione del diagramma di stabilizzazione e l'ordine del modello per il quale i parametri dovranno essere stimati. L'obiettivo di ogni livello del cluster è quello di considerare frequenze e rapporti di smorzamento simili. Tale somiglianza può essere valutata mediante il calcolo di una distanza euclidea che dipende

dalle frequenze della struttura. Fatta questa procedura di clusterizzazione è possibile selezionare i poli stabili e definire un indice FAC (Frequency Assurance Criterion).

Queste iterazioni sono ripetute successivamente fino alla definizione di un livello di soglia dell'ordine del modello.

Risultati e conclusioni

La chiesa è stata oggetto di una profonda e completa campagna di indagine.

I risultati del monitoraggio statico, indicano uno spostamento delle torri di 0,05 m in direzione trasversale alla navata come mostrato in Figura 45.

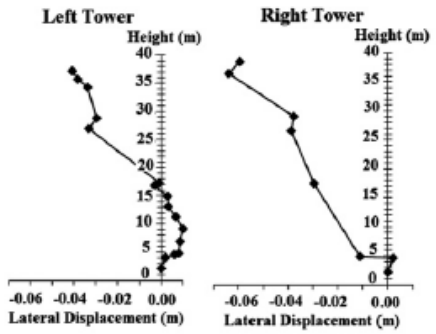


Figura 45: Dettaglio delle misure degli spostamenti.

Dalla procedura di identificazione dinamica globale è stato possibile ottenere i seguenti risultati riportati in Tabella 17. Le prime quattro forme modali sono state identificate con un errore relativo più basso del 1,5%.

Tabella 17: Risultati dei test di vibrazione ambientale.

	CC-SSI		FDD	EFDD	
	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	f (Hz)	ξ (%)
Mode 1	2.14	1.5	2.15 (0.5%)	2.14 ($<$ 0.01%)	1.8 (20%)
Mode 2	2.63	1.1	2.64 (0.4%)	2.62 (0.4%)	1.5 (36%)
Mode 3	2.85	1.4	2.89 (1.4%)	2.89 (1.4%)	0.8 (43%)
Mode 4	2.93	1.5	2.97 (1.4%)	2.94 (0.3%)	0.8 (47%)

A valle della procedura di model updating si è dimostrato che c'è buon accordo con i risultati ottenuti sperimentalmente come si può notare in Figura 46.

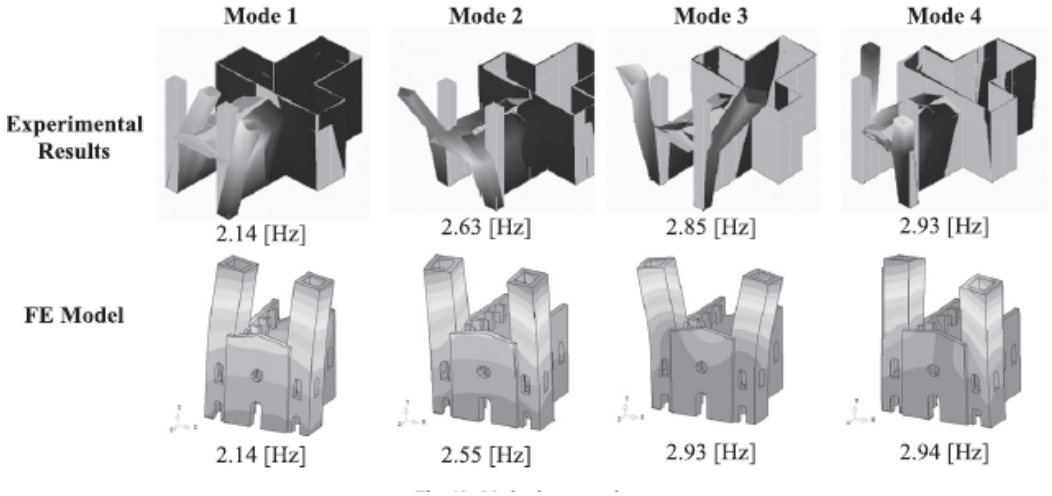


Figura 46: Confronto tra i risultati ottenuti sperimentalmente e il modello agli elementi finiti.

Di particolare interesse sono stati i risultati del sistema di monitoraggio dinamico, che ha registrato, nei nove mesi in cui è stato in funzione, circa 3500 eventi. Questi sono stati processati automaticamente e le frequenze e i rapporti di smorzamento ricavati mostrano valori realistici con la variazione dei parametri ambientali. I risultati sono riportati in Figura 47.

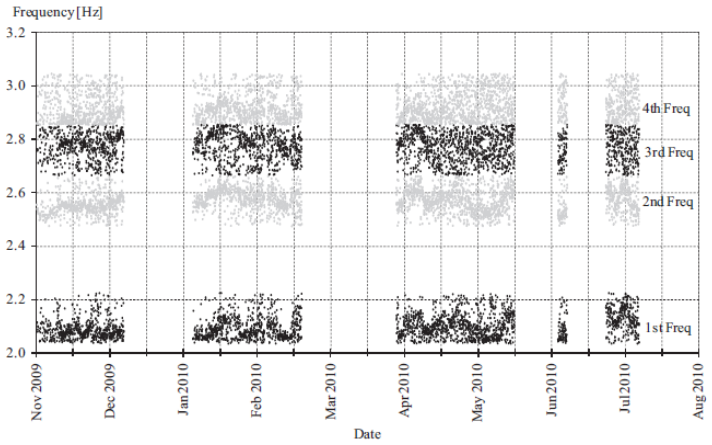


Figura 47: Evoluzione delle frequenze naturali.

Si può concludere quindi che il sistema di monitoraggio dinamico è stato utile per valutare l'evoluzione del danno e per pianificare interventi a lungo termine.

1.2.2.6. La Chiesa del Monastero dei Girolamini a Lisbona in Portogallo

Figura 48: Chiesa del Monastero dei Girolamini.

Cenni storici

La costruzione del Monastero iniziò nel 1502 e si concluse dopo circa 100 anni. In seguito al sisma del 1756 ci fu il collasso di una delle colonne che supportano la volta della chiesa e anche il parziale crollo della struttura di copertura del coro. In aggiunta a questi eventi durante il XIX secolo furono apportate delle modifiche alla struttura delle due torri e al tetto. L'effetto di questi cambiamenti nelle prestazioni sismiche della struttura rimane un problema aperto. Pertanto, sono state condotte negli ultimi decenni diverse indagini per capire meglio il comportamento strutturale.

Descrizione della sperimentazione effettuata

Al fine di valutare la sicurezza della chiesa del Monastero sono state effettuate in fase preliminare diverse indagini in sito al fine di valutare l'integrità degli elementi strutturali, determinare la geometria attuale e identificare possibili vulnerabilità locali.

È stata condotta un'analisi modale operativa per l'identificazione dinamica globale della struttura. In Tabella 18 si riportano le caratteristiche della strumentazione adottata.

Tabella 18: Strumentazione adottata per l'OMA e per il Monitoraggio dinamico.

STRUMENTAZIONE PER OMA E MONITORAGGIO DINAMICO
Accelerometri triassiali
Schede di acquisizione a 16 Bit

Sono stati selezionati 30 punti di misura di cui 20 nella sommità dei pilastri della navata centrale e 10 sui muri perimetrali.

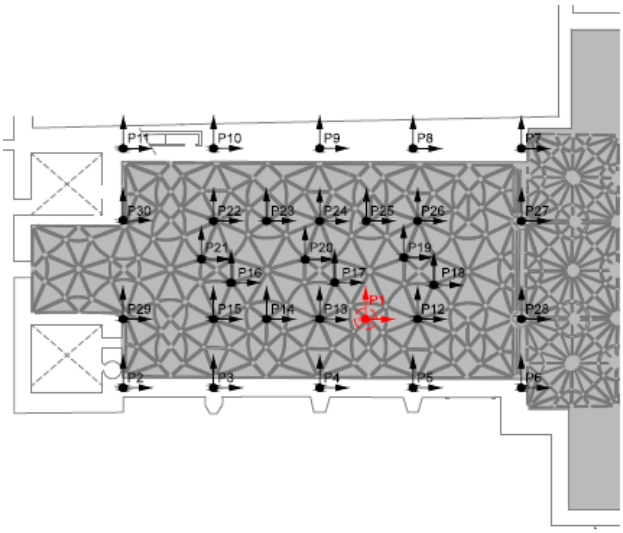


Figura 49: Analisi delle vibrazioni ambientali, disposizione planimetrica dei sensori.

I dati derivanti dell'identificazione dinamica sono stati processati mediante gli algoritmi EFDD e SSI.

In questo studio, sono state condotte anche delle prove di laboratorio su dei campioni di materiali per definire i parametri meccanici dei principali elementi strutturali.

Grazie alla conoscenza acquisita nella campagna di indagine preliminare, è stato realizzato un modello numerico ed è stata fatta l'analisi modale per la sua calibrazione. Tuttavia, a causa della complessità, il modello è stato aggiornato manualmente regolando il modulo elastico e le condizioni di vincolo. Sono state condotte diverse analisi per la valutazione del livello di sicurezza della chiesa tra cui l'analisi Pushover.

Per caratterizzare completamente lo stato di salute attuale del monumento sono stati condotti due monitoraggi: un monitoraggio statico e uno dinamico, le cui caratteristiche vengono riportate in Tabella 18 e in Tabella 19. Per quanto concerne il monitoraggio dinamico, la strumentazione adottata è stata la medesima di quella usata per l'identificazione dinamica globale.

Tabella 19: Strumentazione adottata per il monitoraggio statico.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER IL MONITORAGGIO STATICO
2 INCLINOMETRI UNIASSIALI (TL)
6 SENSORI DI TEMPERATURA (TS)
1 DATA LOGGER
2 SENSORI DI MISURA DELLA TEMPERATURA DELL'ARIA E DELL'UMIDITA'
1 ANEMOMETRO 2D

L'analisi dei dati riguardanti il monitoraggio statico è stata effettuata per un totale di nove anni (da giugno 2005 a luglio 2014). L'obiettivo del monitoraggio statico era quello di capire se e come le condizioni ambientali influissero sulla risposta della chiesa. Per fare ciò sono state studiate molte correlazioni tra i parametri ambientali.

Il monitoraggio dinamico è stato in funzione per tre anni (da agosto 2005 ad aprile 2008). La stima dei parametri modali viene effettuata mediante gli algoritmi EFDD e SSI.

Risultati e conclusioni

In questo studio emerge chiaramente l'importanza dell'adozione di un approccio multidisciplinare per l'analisi strutturale e per la valutazione delle costruzioni storiche.

Il rilievo topografico effettuato in fase preliminare ha evidenziato la presenza di deformazioni nelle pareti laterali di circa 6 cm e il fuori piombo delle colonne che va da 5 a 18 cm. Le indagini radar e quelle baroscopiche hanno permesso di indagare lo spessore delle volte che varia tra 8 e 10 cm. I test ultrasonici svolti in tre colonne e i test GPR svolti in altre quattro colonne della chiesa hanno rilevato una sostanziale omogeneità dei materiali ed un'assenza di anomalie. (Masciotta, Roque, Ramos, & Lourenço, 2016)

Per quanto concerne i risultati ottenuti dall'identificazione dinamica globale si può notare un buon accordo tra quelli ottenuti con l'algoritmo EFDD e con l'SSI. In particolare, si sono potuti definire otto modi riportati in Tabella 20.

Tabella 20: Risultati dell'identificazione dinamica condotta.

Mode shape	f [Hz]		ξ [%]		MAC
	EFDD	SSI	EFDD	SSI	
Mode 1	3.69	3.68	2.34	1.26	0.99
Mode 2	5.12	5.04	1.11	2.68	0.92
Mode 3	6.29	6.30	1.00	0.82	0.67
Mode 4	7.23	7.29	0.77	1.44	0.67
Mode 5	9.67	9.65	1.10	1.45	0.62
Mode 6	11.64	11.65	1.20	1.46	0.36
Mode 7	12.45	12.51	1.25	1.19	0.71
Mode 8	14.99	15.09	1.31	2.77	0.49

Nonostante la buona corrispondenza tra le frequenze identificate dai due metodi, la MAC mostra un'ottima correlazione solo per i primi due modi. Tuttavia, questo può essere dovuto all'alto numero di configurazioni adottate per le misure di identificazione dinamica. Anche la correlazione con i fattori di smorzamento non è buona. Comunque, le prime due frequenze sono ben chiare, in particolare la prima forma modale è di tipo flessionale in direzione Nord Sud, mentre la seconda è una forma modale locale con significative componenti sia in direzione verticale che trasversale.

Quindi dopo un'intensiva campagna di indagine preliminare è stato possibile calibrare un modello agli elementi finiti e capire il comportamento non lineare della struttura e gli effetti di ciò. Di particolare interesse è quanto emerge dall'analisi pushover. Infatti, la risposta della chiesa è fortemente influenzata dalla colonna nord che mostra un'improvvisa perdita di capacità portante con conseguente aumento di spostamenti orizzontali e verticali fino a 13 mm e questo influenza a sua volta la risposta nella chiave di volta. In Figura 50, viene riportata la curva Pushover per carichi verticali.

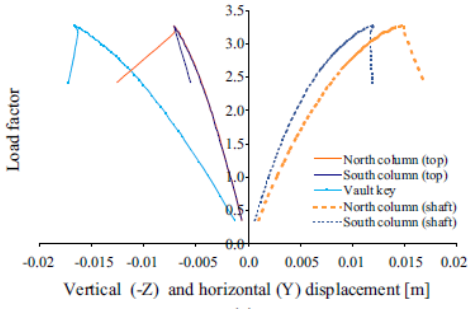


Figura 50: Curva di Pushover per carichi verticali.

Sono state individuate tre frequenze corrispondenti alle forme modali 1, 3 e 4. Come mostrato in Figura 51 la seconda forma modale non viene riportata in quanto non è stata stimata accuratamente.

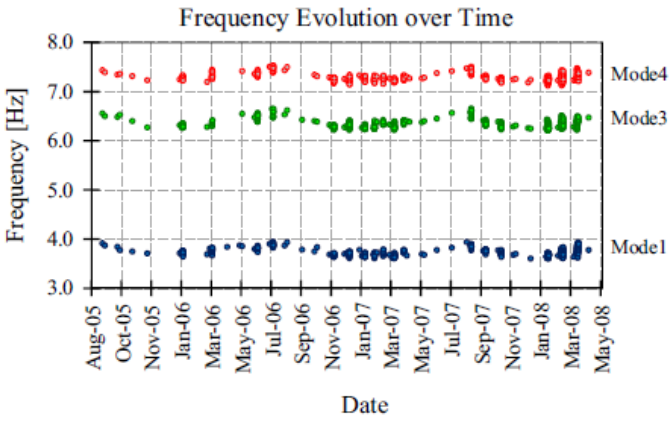


Figura 51: Evoluzione delle frequenze durante il funzionamento del monitoraggio.

In Figura 52 vengono riportate le analisi condotte a valle del terremoto di magnitudo 6.1Mw registrato nel sud ovest dell'Iberia. Come si può osservare nella Figura 52 c) i picchi del contenuto in frequenza dello spettro di risposta elastico rientrano esattamente nel range delle frequenze naturali identificate.

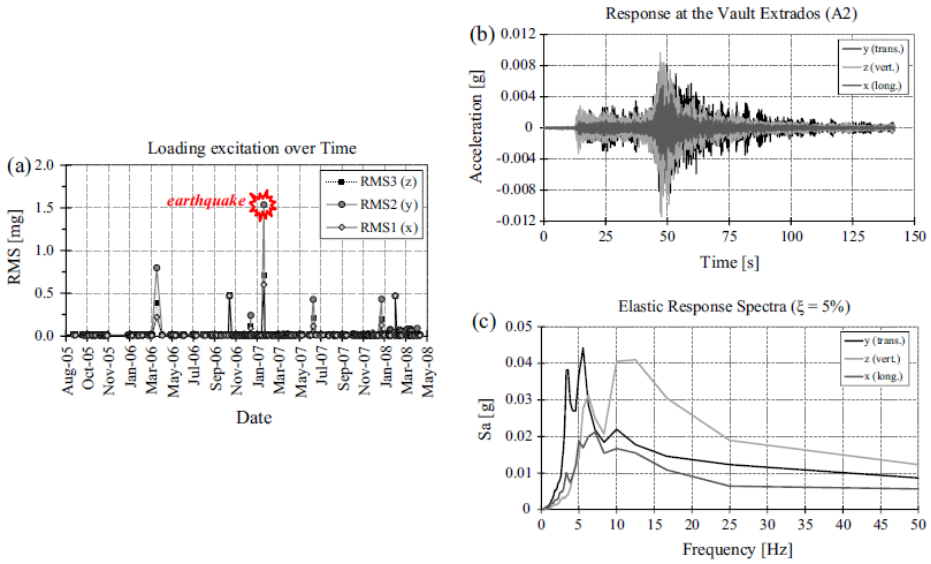


Figura 52: a) RMS dei canali di acquisizione nel tempo b) risposta della chiesa durante l'evento sismico c) spettro di risposta elastico.

In Tabella 21, si riporta la variazione delle frequenze tra prima e dopo il terremoto. Effettivamente, emerge un piccolo cambiamento, in quanto le frequenze dopo il sisma diminuiscono di quasi l'1% per il primo e il terzo modo. Per quanto concerne l'ultima frequenza, si nota un calo minore. Tale risultato potrebbe essere sinonimo di una piccola diminuzione di rigidezza della struttura.

Tabella 21: Variazione delle frequenze prima e dopo il terremoto.

Mode	f [Hz]		Δf [%]
	Before	After	
1st	3.77	3.73	–0.96
3rd	6.40	6.34	–0.95
4th	7.31	7.28	–0.53

Si è studiata anche la correlazione frequenza-temperatura. Si osserva chiaramente che le frequenze crescono quasi linearmente con il crescere della temperatura e viceversa, e questo è un risultato attendibile e in linea con le ricerche di letteratura.

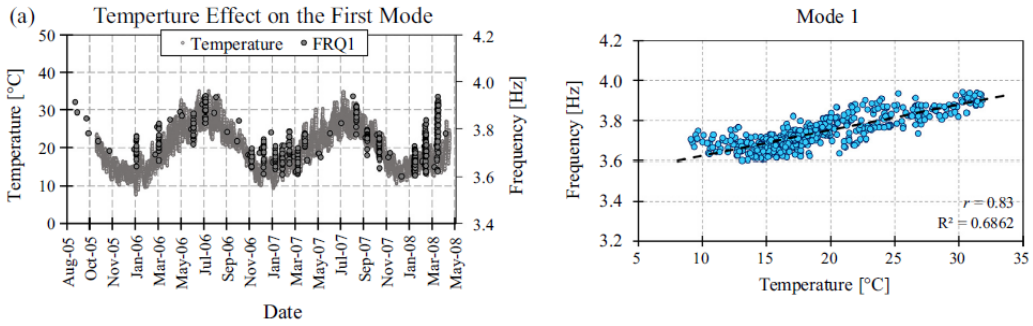


Figura 53: Relazione frequenza temperatura per il primo modo.

La variazione di temperatura ha una forte influenza sulla risposta strutturale della chiesa sia dal punto di vista statico che dinamico, che necessita di essere ulteriormente monitorata.

1.2.2.7. La Cattedrale di Santa Maria Assunta a Reggio Emilia

Figura 54: Cattedrale di Santa Maria Assunta a Reggio Emilia.

Cenni storici

I primi documenti che attestano la costruzione della chiesa risalgono alla metà del IX secolo. Nel corso dei secoli la cattedrale è stata sottoposta ad una serie di interventi che hanno alterato la costruzione originale. La struttura nel corso degli anni ha subito le azioni di diversi sismi non ultimi quelli del 1996 (Mw = 5.4) e del 2000 (Mw = 4.5). Il quadro fessurativo attuale è altamente indicativo della risposta strutturale e denuncia chiaramente zone della chiesa che manifestano un'alta vulnerabilità sismica.

Come si può notare in Figura 55, i danni più evidenti sono localizzati nella zona della cupola, nella lanterna e nella facciata che presenta anche delle fessure a taglio.

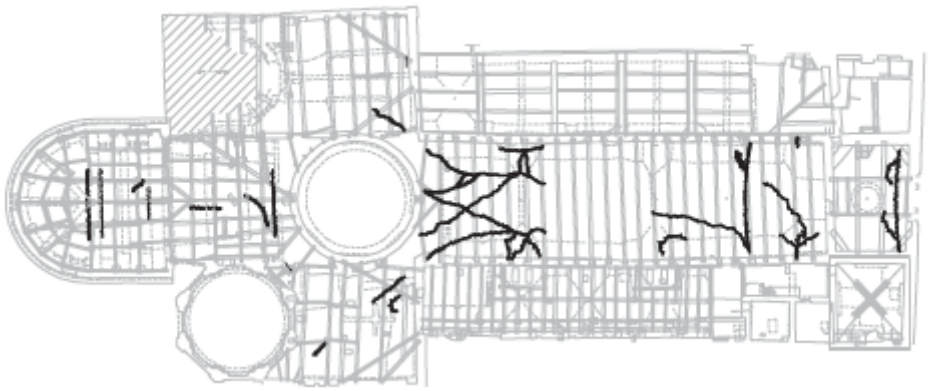


Figura 55: Schema del quadro fessurativo della cattedrale.

Descrizione della sperimentazione effettuata

Le tecniche di indagine applicate alla Cattedrale di Reggio Emilia hanno lo scopo di raggiungere un alto livello di conoscenza della struttura e dei suoi elementi costitutivi.

Le indagini disponibili da studi pregressi, come martinetti piatti singolo e doppio, endoscopie e campioni di provini, sono state completate attraverso l'applicazione di tecniche di indagine non distruttive come test sonici e test dinamici.

Successivamente è stata eseguita l'analisi modale operativa per definire la risposta dinamica della struttura.

In Tabella 22, si riportano le caratteristiche della strumentazione adottata e in Figura 56 si riporta la disposizione all'interno della Cattedrale.

Tabella 22: Caratteristiche strumentazione adottata.

STRUMENTAZIONE ADOTTATA PER L'ANALISI MODALE OPERATIVA
Accelerometri triassiali
Schede di acquisizione a 16 Bit

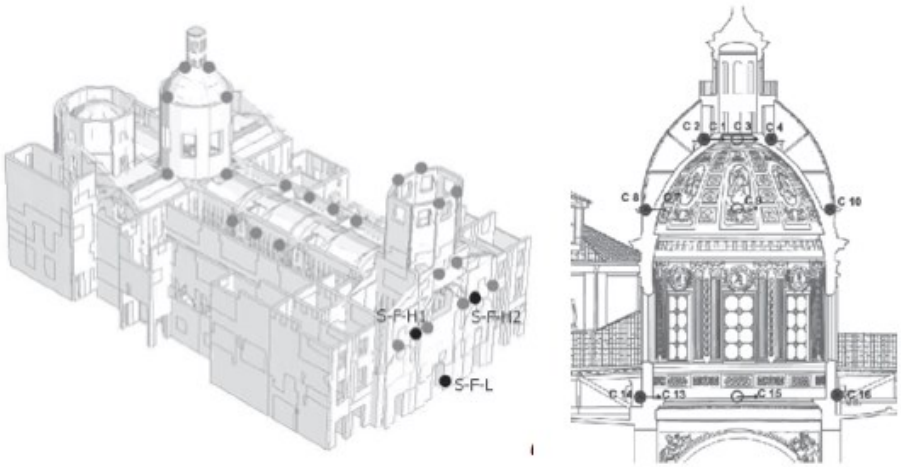


Figura 56: A sinistra viene proposta un'Illustrazione della posizione dei sensori nella Cattedrale di Reggio Emilia. I cerchi neri rappresentano i punti in cui sono stati condotti i test sonici mentre quelli in grigio rappresentano la posizione per i test dinamici. A destra si riporta il dettaglio della disposizione dei sensori sul sistema Tamburo-Cupola-Lanterna.

La posizione dei sensori è stata preliminarmente valutata mediante un modello agli elementi finiti. Gli accelerometri sono collocati nei punti più rappresentativi della cattedrale come facciata, cupola, lanterna e la parte superiore della navata centrale. Particolare attenzione è stata dedicata alla cupola perché in questa zona sono presenti diverse fessure e questo elemento è caratterizzato da un comportamento dinamico

complesso. Sia nella cupola che nella facciata i sensori sono stati posizionati a tre differenti livelli della struttura in combinazione biassiale.

Al fine di ottenere i parametri modali della struttura i dati sono stati processati mediante l'algoritmo EFDD.

È stato realizzato un modello agli elementi finiti ed è stato fatto un confronto tra le frequenze strutturali del modello sperimentale e i valori delle frequenze naturali determinate mediante l'algoritmo EFDD. Per valutare il modello numerico sulla base dei dati sperimentali è stata usata la MAC.

Risultati e conclusioni

Lo studio effettuato sottolinea l'importanza di un approccio al problema multidisciplinare. Infatti, il rilievo in sito è fondamentale per la definizione dei materiali e del layout strutturale, mentre le misure di identificazione dinamica sono altrettanto importanti per la determinazione dei parametri modali della struttura e quindi per la messa a punto di un modello agli elementi finiti. (Casarin & Modena, 2008)

Tabella 23: Test di identificazione dinamica, frequenze sperimentali EXP, frequenze FEM, Massa partecipante e Descrizione modale.

Mode nr.	Frequency EXP (Hz)	Detection area (setups)	Frequency FEM (Hz)	Mass part. (%)		Mode description
				Longitudinal	Transversal	
1	2.64	Dome	2.65	0.21	16.24	Transversal bending, dome
2	2.68	Dome	2.66	7.76	0.28	Longitudinal bending, dome
3	2.97	Dome	2.90	1.36	20.05	Transverse bending, dome
4	3.05	Facade	3.02	27.82	1.20	Longitudinal bending, facade
5	3.12–3.14	Facade/Nave	3.33	0.02	9.05	Transverse bending, nave
6	3.79	Facade	3.89	16.17	1.07	Apses area: longitudinal bending, facade
7	—	—	4.08	3.67	0.01	Global bending
8	4.04	Nave	4.36	4.11	12.75	Transverse bending dome – torsion. facade
9	4.59	Nave	4.51	2.00	4.64	Transverse bending dome – torsion. facade
10	—	—	4.63	0.36	2.03	Torsion, facade

Dai risultati riportati in Tabella 23, si nota che solo le prime quattro frequenza modali hanno un buon accordo e valori di MAC prossimi all'unità.

2. IL CASO STUDIO: LA CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA IN CAMERINO (MC)

In questo capitolo, si descrive il caso studio del presente lavoro di Tesi.

Inizialmente viene fatta una panoramica sulla storia della chiesa di Santa Maria in Via, andando a descrivere nel dettaglio sia gli eventi che l'hanno interessata nel corso della storia sia gli aspetti architettonici. Viene poi descritto lo stato di danno relativo al sisma del Centro Italia del 2016 che ha portato poi nel 2017 all'installazione di un sistema di messa in sicurezza provvisoria.

2.1 Inquadramento storico e conformazione architettonica

La città di Camerino si trova in una suggestiva posizione al centro della zona montana della provincia di Macerata è situata tra le valli del Chienti e del Potenza è chiusa a sud dal massiccio dei Monti Sibillini e a nord dal Monte San Vicino.

In questo paesaggio, si trova nel centro storico di Camerino, la Chiesa di Santa Maria in Via che si affaccia sulla piazza Umberto I.

Le prime notizie dell'esistenza dell'edificio di Santa Maria in Via sono riprodotte nelle "Rationes Decimanorum" del 1299 e in un testamento del 1341, nove anni prima del ritorno dei mille crociati che secondo la tradizione riportarono da Smirne la venerata immagine che raffigura la Madonna col bambino. Nel XVI secolo la chiesa era una costruzione povera ed irregolare. L'attuale edificio è stato costruito tra il 1639 e il 1642 sull'area precedente ai cui lavori cui partecipò Camillo Arcucci da Sigillo, figura molto vicina a Francesco Borromini e venne consacrata nel 1654 dall'allora vescovo di Camerino Monsignor Altieri. (Petrucci)

La pianta è caratterizzata da andamento trapezoidale ed è frutto dell'accorpamento di alcuni edifici preesistenti che vennero uniti al fine di ampliare e regolarizzare la chiesa originale.

Il terremoto del 28 luglio 1799 provocò ingenti danni alla chiesa. La copertura crollata fu sostituita da un tetto a doppia falda sostenuto da capriate lignee e completata da una finta cupola in camorcanna. La cupola al colmo presenta un ovale che interrompe e raccorda le lesene che ne suddividono la superficie interna in otto spicchi.

Figura 57: La cupola in camorcanna prima del crollo.

Attualmente la chiesa è costituita planimetricamente da un unico corpo di fabbrica dal quale si elevano il tiburio, a pianta ottagonale irregolare, il campanile e il corpo della facciata.

L'interno della chiesa presenta sostanzialmente l'aspetto architettonico primitivo, raccolto ed armonioso e le decorazioni del secolo scorso. La pianta ha forma ellittica con presbiterio absidato sull'asse maggiore e quattro cappelle radiali a nicchia emiciclica ricavate nello spessore della muratura. Sopra agli accessi laterali, in coincidenza dell'asse minore dell'ellisse, sono posti due coretti. La struttura perimetrale interna è scandita da

paraste che sorreggono una trabeazione a fregio continuo su cui si imposta la volta in camorcanna. Il tiburio che si eleva per oltre 8 m rispetto alla cornice interna è caratterizzato dalla presenza di quattro finestroni in corrispondenza degli altari laterali, alcune testimonianze suggeriscono che in antichità i finestroni sarebbero stati sei due dei quali tamponati al giorno d'oggi. All'esterno è dotato di contrafforti in corrispondenza degli angoli. (Petrucci)

Il corpo della facciata può essere diviso in due ordini principali: l'ordine inferiore è inglobato nella pianta trapezoidale della chiesa, mentre l'ordine superiore si eleva in adiacenza al tiburio per un'altezza di 23 m. Inoltre, il corpo della facciata ha pianta trapezoidale isoscele con lunghezza media delle basi di circa 16 m in direzione trasversale della chiesa ed altezza di circa 6 m in direzione longitudinale rispetto alla pianta dell'edificio. L'interno del corpo di facciata è caratterizzato da tre orizzontamenti in legno in cui il primo si trova a circa 4,5 m dal piano di calpestio dell'aula, il secondo a 10,35 m e il terzo alla quota dell'orologio a circa 15,5 m. In pianta il corpo di facciata è costituito da tre vani a ciascuna delle elevazioni separati da due pareti di spina. Nel blocco superiore si nota la presenza di un sistema di catene in direzione longitudinale ancorate con capi chiave a paletto all'esterno. All'interno della parete di facciata, sul lato sinistro è presente una scala a chiocciola che consente l'accesso alla cantoria e al piano superiore. La presenza di questo elemento produce una significativa discontinuità nella muratura.

In merito al corpo murario il paramento esterno è interamente a faccia a vista e risulta essere realizzato con una muratura molto regolare e compatta di mattoni e malta di calce.

Il corpo della facciata invece è costituito da pietra rivestita con laterizio di spessore molto diverso.

Figura 58: Facciata della Chiesa di Santa Maria in Via.

Il campanile della chiesa ha pianta ottagonale e dall'osservazione delle caratteristiche architettoniche, la sua costruzione potrebbe coincidere con quella della chiesa.

La Chiesa ha subito danni diffusi in seguito all'evento del 1997 (terremoto Umbria - Marche) e dopo un lungo restauro venne riaperta al culto nel 2006.

Solo dieci anni più tardi, a causa del terremoto del Centro Italia del 2016, l'edificio è nuovamente inagibile.

2.2 Lo stato di danno

2.2.1 Il terremoto del Centro Italia del 2016

Nel 2016 una serie di eventi sismici ha interessato il Centro Italia provocando morti e distruzione.

La prima forte scossa è avvenuta il 24 agosto 2016 alle ore 01:36:32 GMT, e ha avuto una magnitudo di 6.0 con epicentro situato lungo la valle del Tronto, tra i comuni di Arquata del Tronto (AP), Accumuli (RI) e Amatrice (RI) causando 300 morti.

Il 26 ottobre 2016 sono avvenute due potenti repliche di magnitudo 5.4 (17:10:36 UTC) e 5.9 (19:18:06 UTC) che hanno esteso il volume sismogenetico verso Nord-Ovest. Quattro giorni più tardi il 30 ottobre 2016 un nuovo evento con magnitudo 6.5 ha colpito la zona con epicentro a Norcia (PG). (Iervolino, Baltzopoulos, Chioccarelli, & Suzuki, 2016)

Il 18 gennaio 2017 si sono verificati altri quattro eventi con magnitudo superiore a 5 ed epicentri localizzati tra i comuni aquilani di Montereale, Capitignano e Cagnano Amiterno.

Nel periodo agosto 2016 – agosto 2020 la rete sismica nazionale ha registrato oltre 118 mila eventi sismici di cui 1182 hanno avuto magnitudo compresa tra 3 e 3.9, 66 tra 4 e 4.9, mentre 9 eventi hanno avuto magnitudo compresa tra 5 e 5.9 e 2 hanno superato magnitudo 6. In Figura 59 si riporta la mappa degli eventi registrati nella zona nei quattro anni di osservazione.

La sequenza sismica ha colpito un'area dove in passato si sono verificati diversi grandi terremoti. Infatti, è ben documentata una sequenza sismica che ha colpito l'Appennino centro meridionale nel XVIII secolo. Il terremoto con maggiore intensità che interessò la zona si verificò nel 1703 e distrusse diversi villaggi nelle vicinanze di Norcia (PG).

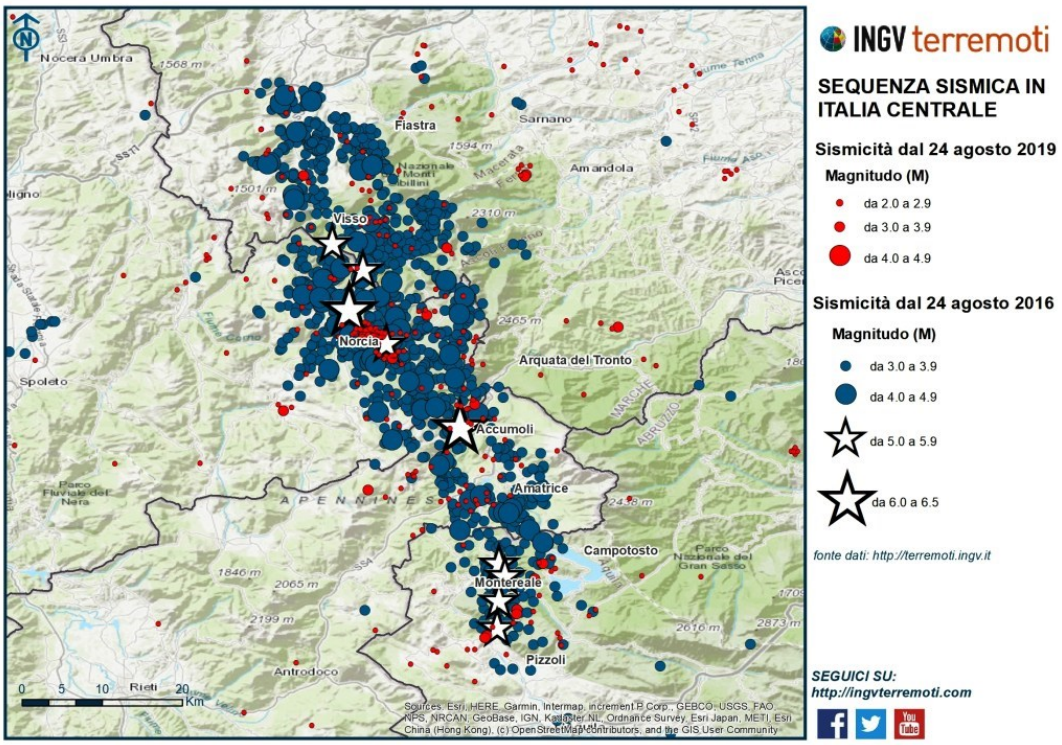


Figura 59: Sequenza sismica agosto 2016 – agosto 2020.

2.2.2 Lo stato di conservazione e di danno

Prima di subire i danni relativi al sisma del 2016 la costruzione si presentava in ottimo stato di conservazione in quanto restaurata dopo l'evento del 1997. Tali interventi coinvolsero maggiormente la volta ellittica in camorcanna che a causa della sua leggerezza riportò le maggiori conseguenze. Vennero effettuati interventi di consolidamento della volta e vennero rafforzati gli ancoraggi originali tra i travetti e le centine lignee. (Marche, 2007)

I primi danni nella chiesa si sono registrati dopo la scossa del 24 agosto 2016 che ha portato a una chiusura dell'edificio.

In seguito alla seconda scossa del 26 ottobre 2016 anche il campanile collassò (Figura 60), mentre il basamento superstite che si eleva per circa quattro metri, non fu interessato in quanto sono presenti due ordini di catene che hanno evitato il collasso totale.

Figura 60: Resti del campanile dopo le scosse del 26 ottobre 2016.

In conseguenza degli eventi verificatesi nel gennaio 2017, in aggiunta alle pessime condizioni atmosferiche, l'edificio ha esibito ulteriori danni che hanno interessato principalmente la cupola con il collasso di una parte di essa, il crollo parziale della copertura lignea nonché lesioni diffuse sulla facciata e sulle pareti interne ed esterne come si può vedere in Figura 61.

Figura 61: Veduta aerea dei crolli in copertura.

Come riportato nella relazione tecnica illustrativa, (Leoni & Gioiella, 2017), notevoli danni si evidenziano all'altezza del tiburio, in particolare nella porzione posteriore che è crollata verso l'interno dell'aula in seguito ai progressivi eventi sismici e per le forti nevicate del gennaio 2017.

Le strutture verticali del tiburio sono costituite prevalentemente da muratura in pietra di blocchi sbozzati caratterizzata da inserti di blocchi in pietra non lavorati e laterizio. Il crollo della cupola è in parte dovuto alla pessima qualità dei materiali costituenti ed in parte alla presenza di tre puntoni diagonali sul padiglione della copertura. In questa zona si nota anche la presenza di alcune nicchie tamponate a dimostrazione del fatto che la chiesa ha subito modifiche nel corso dei secoli, tuttavia ciò ha aumentato la presenza di punti di discontinuità nella muratura producendo un ulteriore indebolimento della costruzione. In questa zona in seguito al sisma del 1997 è stato eseguito un intervento di cerchiaggio costituito da un piatto d'acciaio connesso con barre verticali immerse nella muratura, ma ciò non è stato sufficiente ad evitare il crollo. Nel 2017 è stato eseguito prima un intonaco nella zona della muratura crollata per evitare che il dilavamento delle superfici possa

incrementarne la vulnerabilità successivamente è stata realizzata una struttura provvisoria al fine di proteggere l'interno dell'aula.

Figura 62: Dettagli dei meccanismi di danno.

Le pareti interne ed esterne al corpo della navata centrale e la parte absidale non sono interessate da quadri fessurativi significativi, ad eccezione dei due altari laterali in adiacenza del corpo di facciata che hanno subito importanti danni agli archi e alla volta. Il cornicione interno è stato danneggiato dalla caduta di blocchi dall'alto e presenta alcune porzioni pericolanti. (Leoni & Gioiella, 2017)

Le pareti laterali del corpo dell'edificio e della parte absidale non sono interessate da crolli o da quadri fessurativi importanti eccezion fatta per la cella campanaria dove sono presenti alcune lesioni diagonali che sono focalizzate nelle fasce di piano tra un'apertura e l'altra.

Figura 63: Quadro fessurativo prospetti Est - Nord – Ovest – Sud.

La facciata presenta un meccanismo di ribaltamento fuori dal piano che è parzialmente pregresso ma ha subito un aggravio in seguito agli eventi sismici del 2016, andando ad interessare entrambi gli ordini superiore e inferiore. In seguito al meccanismo descritto

questo elemento ha subito una rotazione esterna al piano nell'ordine inferiore, mentre la parte superiore è stata oggetto di una traslazione rigida la quale ha interessato anche una parte del tiburio adiacente. Tutto ciò ha portato anche alla formazione di diverse fessure nel rivestimento in laterizio generando anche diverse disgregazioni. Attraverso un'attenta analisi si è potuto osservare anche il distacco di una parte del cornicione al primo ordine il quale sembra non essere ammorsato alla parete. Anche il portale ha subito dislocazioni significative con alcuni cedimenti dell'architrave. Vale la pena sottolineare anche che il corpo della facciata presenta un fuori piombo di 30 cm. (Leoni & Gioiella, 2017)

Il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano accompagnato dal meccanismo di traslazione rigida della parte superiore ha provocato danni significativi soprattutto nella parte destra della facciata e generando anche diversi meccanismi secondari di ribaltamento fuori dal piano di porzioni di pareti laterali.

Figura 64: Dettagli del meccanismo di danno presente sulla facciata.

2.3 Il presidio di messa in sicurezza

Nei mesi successivi agli eventi che hanno colpito il territorio, alla luce dello stato di danno descritto nella relazione tecnica illustrativa, (Leoni & Gioiella, 2017), è stato messo a punto un presidio provvisorio con lo scopo di mettere in sicurezza le vie d'accesso alla città e le aree pubbliche adiacenti alla chiesa e ridurre al minimo l'occupazione di spazi per il traffico. Sono stati realizzati inoltre, sia interventi di bonifica e stabilizzazione delle murature esterne che di protezione dello spazio interno della chiesa.

L'opera che è stata realizzata ha come scopo quello di evitare ulteriormente l'attivazione dei meccanismi del corpo di facciata, del tiburio nonché eventuali meccanismi secondari non prevedibili ed eventuali crolli che potrebbero scaturirne.

Gli interventi principali hanno previsto l'adozione di un sistema di incatenamento e trattenimento del corpo di facciata e della porzione di tiburio adiacente. Inoltre, alla luce dell'importante fuori piombo, il sistema adottato ha anche lo scopo di non far progredire questa criticità.

Per il caso studio in esame viste le dimensioni geometriche e le caratteristiche morfologiche è stata adottata una soluzione non convenzionale per la messa in sicurezza. È stato inserito un sistema di tubi-giunti all'interno dell'aula e nella parte sommitale esterna del tiburio, che ha consentito la stabilizzazione e la successiva ricostruzione della porzione di muratura crollata del tiburio, nonché la realizzazione di una copertura provvisoria, al fine di impedire ulteriori infiltrazioni di acque meteoriche all'interno dell'aula.

Il presidio che è stato realizzato nella facciata come mostrato in Figura 65, è costituito da un sistema a graticcio, composto da tre ordini di elementi strutturali le cui estremità sono collegate a due controventi in acciaio disposti lateralmente. Questo sistema di tralicci e controventi è stato fondato superficialmente attraverso travi in calcestruzzo armato. Esso è trattenuto ai lati da due ordini di tiranti longitudinali costituiti da sei funi a trefolo di diametro 26 mm e da otto funi a trefolo con diametro 26 mm, per ciascuno dei due lati,

sono stati predisposti due ordini di tiranti trasversali costituiti da due funi a trefolo di diametro 26 mm ciascuno. Il graticcio è costituito da quattro travi reticolari tridimensionali in acciaio che si trovano sul fronte principale della chiesa e sono collegate ai due controventi reticolari laterali e solo le prime due travi sono collegati ai tiranti longitudinali. (Leoni & Gioiella, 2017)

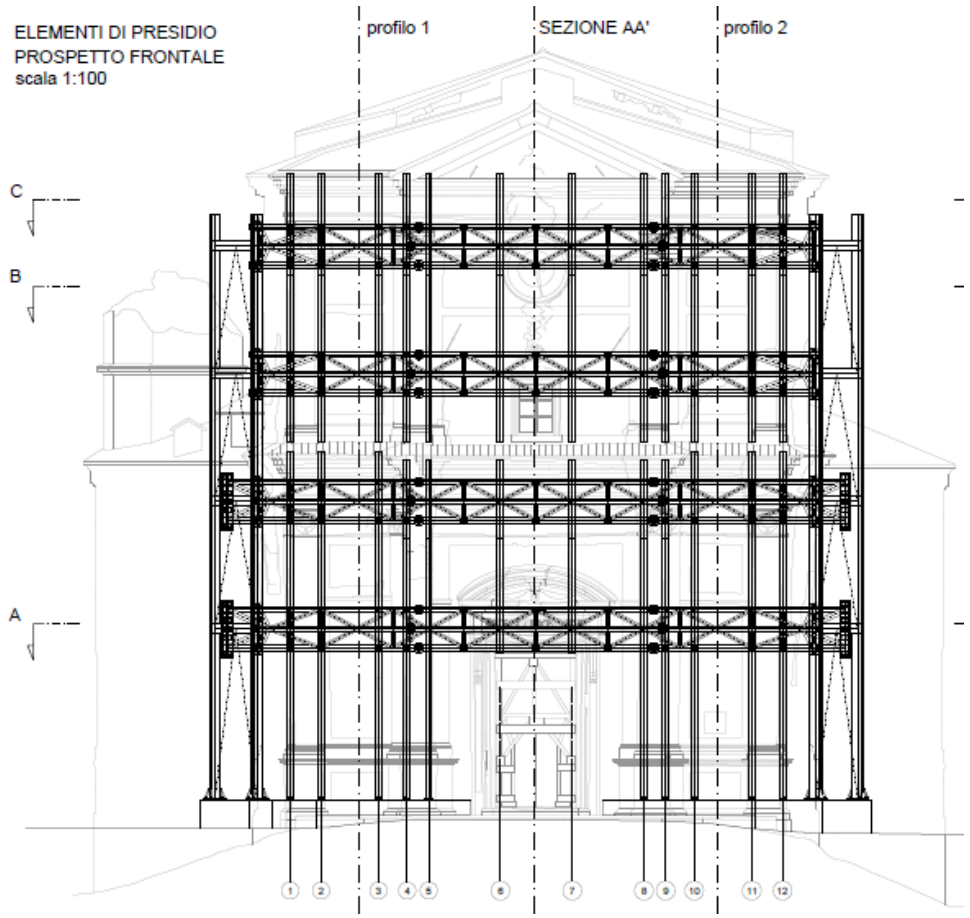


Figura 65: Elementi di presidio prospetto frontale della facciata.

I tiranti longitudinali sono stati messi esternamente lungo il perimetro della chiesa con un contrasto sul prospetto posteriore offerto da un sistema di deviatori. Viceversa, i tiranti trasversali attraversano la struttura allo scopo di collegare mutuamente le ultime due elevazioni dei controventi reticolari per cercare di evitare il ribaltamento delle parti laterali della facciata.

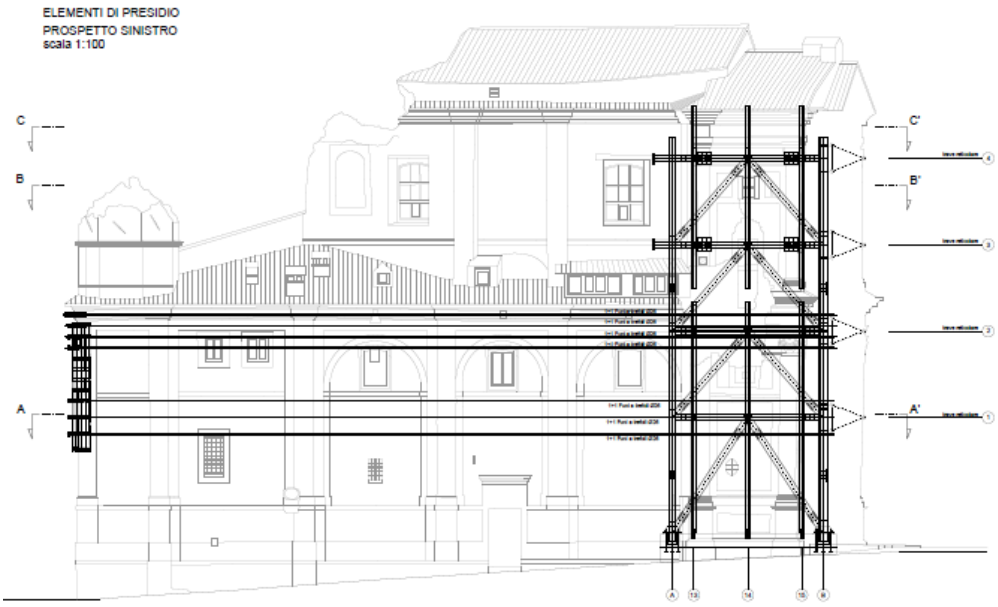


Figura 66: Elementi di presidio prospetto sinistro.

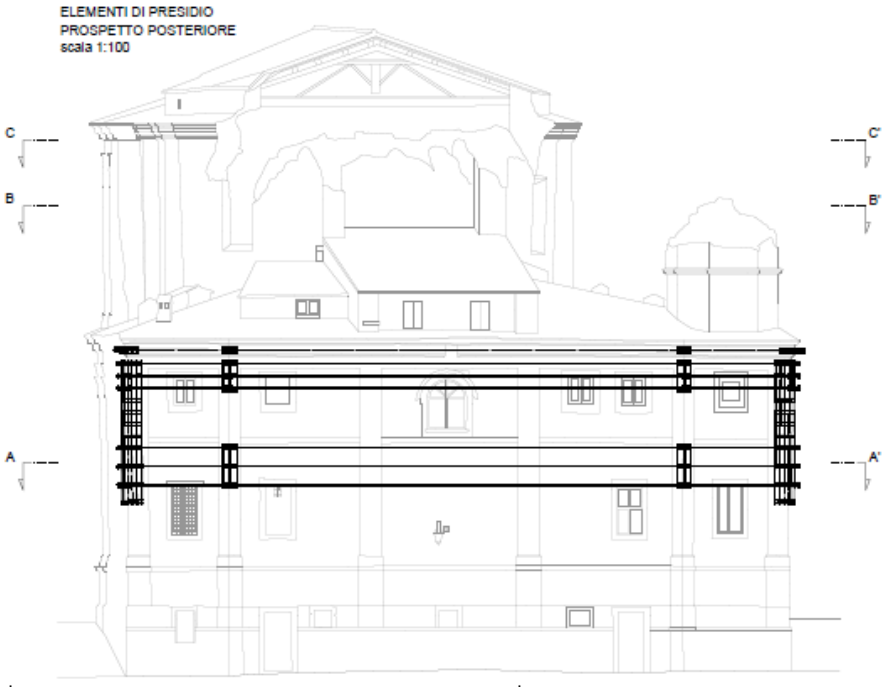


Figura 67: Elementi di presidio prospetto posteriore.

Gli elementi secondari sono costituti 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 utilizzati in quanto più adattabili alle superfici in muratura danneggiate e nel caso di ulteriori scosse il loro utilizzo impedisce la caduta di ulteriore materiale.

Le azioni orizzontali che si sviluppano sulle pareti laterali e sulla parete posteriore, in conseguenza all'azione di tiro dei cavi longitudinali, possono trovare dei punti di debolezza nelle nicchie e nelle aperture delle pareti.

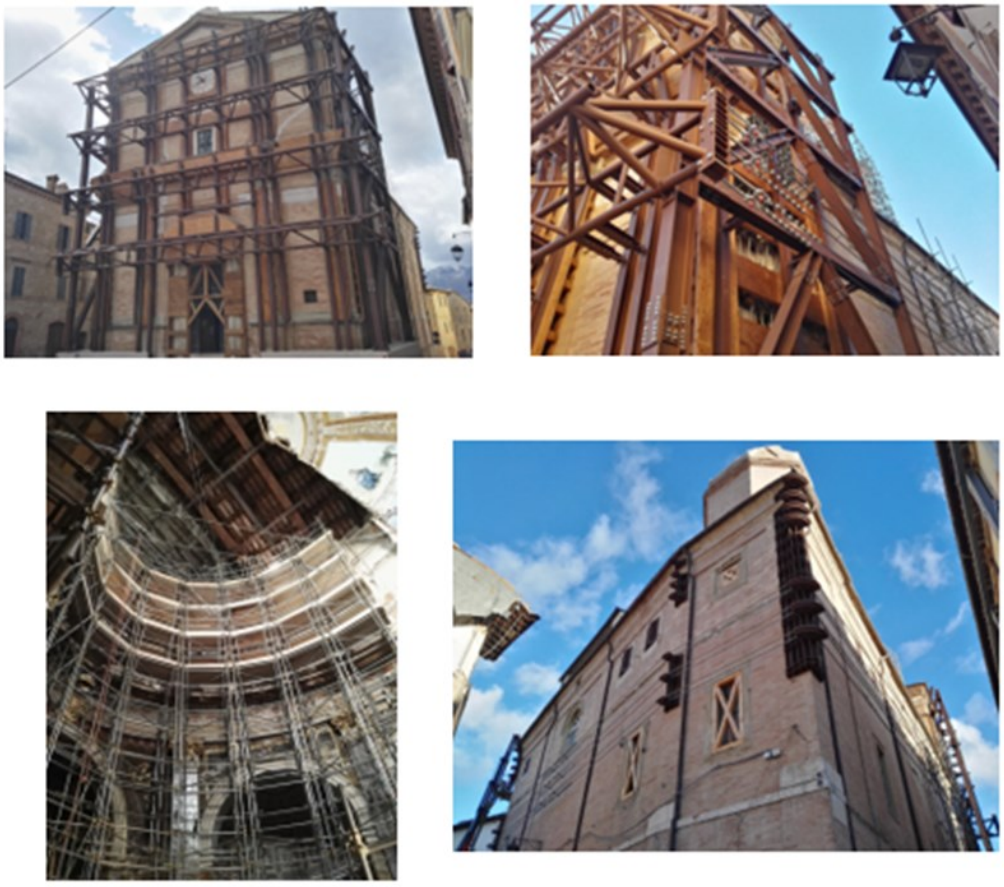


Figura 68: Presidio di sicurezza adottato.

3. IL SISTEMA DI MONITORAGGIO DELLA CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA

Al fine di prevenire un'ulteriore evoluzione dello stato di danno descritto, oltre all'introduzione dell'imponente sistema di messa in sicurezza in parallelo è stato messo a punto un piano di monitoraggio per il controllo dell'evoluzione nel tempo di alcune proprietà statiche e dinamiche della chiesa e del presidio.

Nell'ottobre del 2020 è stata eseguita una prima campagna di indagine sperimentale consistente in prove di vibrazione ambientale su tutta la chiesa e dal novembre del 2020 fino al 6 gennaio del 2021 sono stati installati i primi sensori del sistema di monitoraggio permanente per la valutazione dello stato di salute della facciata.

Nel caso studio proposto le procedure di identificazione dinamica e il monitoraggio dello stato di salute SHM vengono condotte attraverso la registrazione di storie temporali di accelerazioni mediante sensori elettrici. Infatti, si acquisiscono le risposte dinamiche della struttura sottoposta a sorgenti di vibrazione naturale o di origine antropica.

Una volta effettuata l'acquisizione dei segnali, al fine di ottenere le caratteristiche modali (frequenze, forme modali, smorzamenti), viene applicato un algoritmo di identificazione automatico che verrà descritto nel seguito. Questo è stato possibile attraverso l'utilizzo del software di calcolo Matlab.

Nel presente capitolo vengono quindi mostrati i principi teorici alla base delle due campagne di indagine svolte in accordo con le indicazioni fornite da Farrar e Worden i quali individuano quattro step per la definizione di un sistema di Structure Health Monitoring: (Farrar & Worden, 2013)

- Valutazione operativa;
- Acquisizione dei dati;
- Selezione delle caratteristiche;

- Applicazione dei modelli statistici per la validazione dei risultati.

Negli step 2 e 4 sono incluse operazioni di normalizzazione, pulizia compressione e fusione dei dati. Questi approcci sono stati implementati attraverso una combinazione di sistemi hardware e software.

3.1. Identificazione dinamica preliminare

Nella Chiesa di Santa Maria in Via è stata condotta una campagna di indagine dinamica preliminare all'installazione del monitoraggio dinamico dello stato di salute della chiesa.

L'identificazione della dinamica globale della chiesa è stata condotta attraverso prove di vibrazione ambientale attraverso l'uso di 16 accelerometri piezoelettrici disposti secondo due configurazioni mostrate in Figura 69.

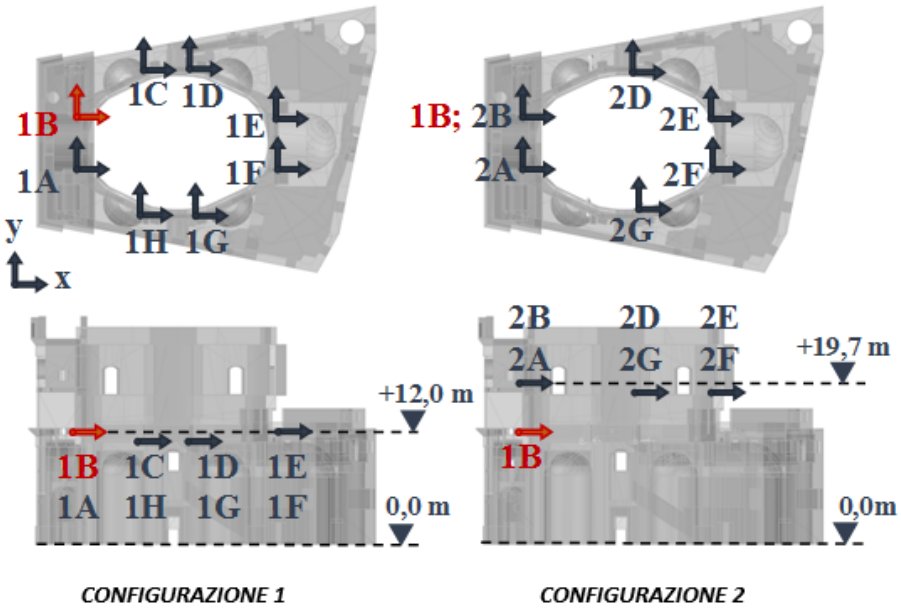


Figura 69: Disposizione degli accelerometri.

Per ottenere informazioni sul comportamento globale della chiesa sono stati monitorati otto punti situati intorno all'ellisse del tiburio a due diverse altezze dal livello del suolo.

In ogni punto (da A a H) sono stati posizionati due accelerometri monoassiali con direzioni di misura lungo gli assi principali della sala della chiesa (chiamate direzioni x e y).

Nel dettaglio:

- Configurazione 1: gli accelerometri sono stati posizionati in otto punti diversi (da 1A a 1H) a 12 m da terra.
- Configurazione 2: due accelerometri sono stati lasciati nella stessa posizione (1B) per essere usati come riferimento mentre gli altri sono stati spostati a 19,7 m da terra; le posizioni 2C e 2H sono state escluse in quanto inaccessibili.

La strumentazione adottata è consistita in:

- Sedici accelerometri PCB 393B31 con una sensibilità di (±5%) 10V/g; Broadband Resolution: 0.000001 g rms; Range di misura: 0.5 g pk; Range di frequenza: (±5%) da 0.1 a 200 Hz:

Figura 70: Accelerometro PCB 393B31.

- Cinque schede di acquisizione NI9234 a quattro canali per la conversione del segnale A/D, con frequenza di risoluzione 24 bit, range del segnale ±5V e frequenza di campionamento massima di 51,2 kS/s/ch.:

Figura 71: Scheda di acquisizione NI9234.

- Una CompactRIO 9045, con 8 slot; processore Dual Core 1.30 GHz; 2 GB DRAM; 4 GB Memoria; e temperatura di esercizio da -20°C a 55°C, Kintex-7 70T FPGA.

Figura 72: CompactRIO 9045.

- Tre CompactDAQ 9185 a quattro slot.

Figura 73: CompactDAQ 9185.

È stata creata una rete di sensori di misura. Nel dettaglio è stata posizionata la CompactRIO nei pressi della stazione di misura di riferimento 1B, e tre CompactDAQ vicino ai restanti punti di misura. La sincronizzazione è stata ottenuta mediante la tecnologia TSN che fornisce una sincronizzazione temporale distribuita e una comunicazione deterministica utilizzando reti Ethernet standard.

Attraverso le schede di acquisizione NI9234 il segnale è stato campionato a 2048 Hz. Prima dell'identificazione dei parametri modali il segnale è stato pre-processato; in particolare sono stati eliminati i trend spuri sottraendo al segnale un polinomio di terzo grado; in seguito il segnale è stato filtrato con un filtro passa basso con una frequenza di taglio di 25 Hz e ricampionato a 51,2 Hz al fine di ridurre la quantità di dati e rendere l'analisi più veloce.

L'identificazione dei parametri modali è stata effettuata utilizzando la tecnica SSI-PC descritta al paragrafo 3.4.1.3.

Poiché le acquisizioni relative alle due configurazioni sono asincrone, al fine di ottenere una corretta forma modale, è stato necessario procedere con un'operazione di marge dei dati; in questo caso sono riportati i risultati ottenuti con la tecnica PoSER (Post Separate Estimation Re-scaling).

In Figura 74 vengono mostrati i diagrammi di stabilizzazione ottenuti dalle prove in Configurazione 1 e Configurazione 2.

I criteri adottati per definire un modo "stabile" sono stati:

- $\Delta f < 1\%$
- $MAC > 95\%$

Nella definizione del diagramma di stabilizzazione è stato riportato solo il primo valore singolare SV1 e i modi stabili sono indicati con un cerchio di colore blu scuro.

Nella stessa figura, sono mostrati anche i diagrammi frequenza-smorzamento, dove si possono apprezzare i valori dei rapporti di smorzamento relativi alle soluzioni stabili.

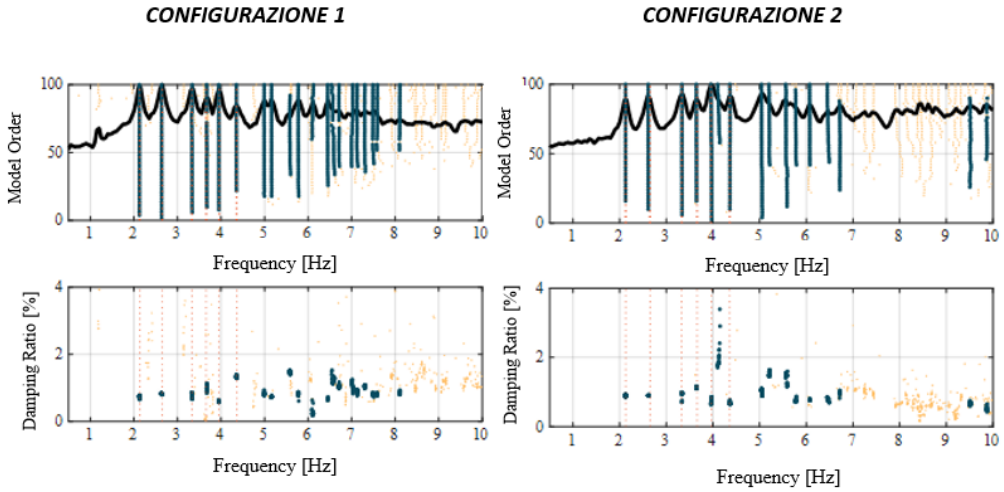


Figura 74: Diagrammi di stabilizzazione per le due configurazioni studiate.

Da questa identificazione dinamica modale sono stati individuati principalmente sei modi di vibrare le cui caratteristiche sono riportate in Figura 75.

Vale la pena notare che nonostante il quadro fessurativo cui è soggetta la chiesa, si riescono ad individuare i primi due modi traslazionali che sono disaccoppiati e il terzo modo torsionale. Questo è evidente anche dai valori dalla matrice Auto-Mac riportata in Figura 76.

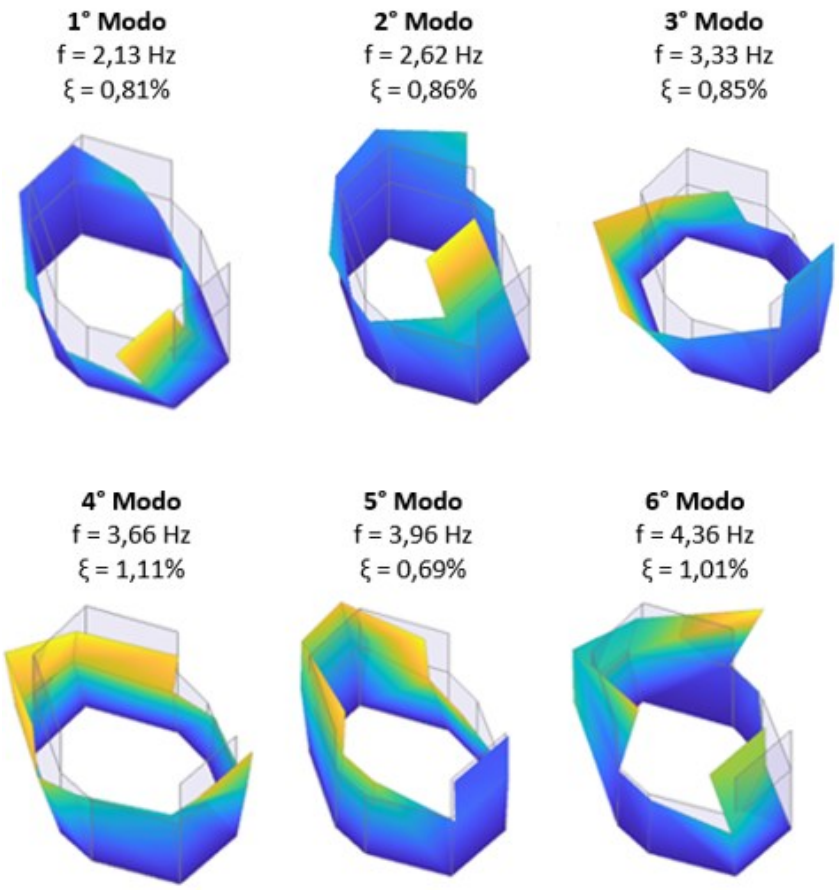


Figura 75: Forme modali individuate dall'identificazione dinamica globale.

2.13	100	0.0	2.7	4.8	0.0	4.3
2.62	0.0	100	0.0	11.4	0.7	8.6
3.33	2.7	0.0	100	28.9	2.0	0.5
3.66	4.8	11.4	28.9	100	1.1	1.1
3.96	0.0	0.7	2.0	1.1	100	0.6
4.36	4.3	8.6	0.5	1.1	0.6	100
f [Hz]	*2.13*	*2.62*	*3.33*	*3.66*	*3.96*	*4.36*

Figura 76: Matrice Auto-Mac per l'identificazione dinamica globale della struttura.

Per quanto riguarda i modi superiori al terzo, questi sembrano coinvolgere la dinamica locale del tiburio e della facciata. Infine, dalla Figura 74 si può notare che sono presenti modi superiori che, in questa fase, non sono stati riportati in quanto necessitano un'ulteriore investigazione

3.2. Valutazione Operativa

Il processo di valutazione operativa rappresenta il primo step da compiere nel caso si voglia introdurre un sistema di Structure Health Monitoring secondo le indicazioni di Farrar & Worden. (Farrar & Worden, 2013)

In seguito all'identificazione dinamica eseguita, sono stati individuati i primi sei modi di vibrare dell'edificio, tuttavia diverse sono le ragioni che hanno portato all'installazione del sistema SHM.

Lo scopo principale del sistema di monitoraggio che è stato installato nel novembre del 2020 è quello di monitorare l'evoluzione del meccanismo di ribaltamento della facciata attivato in seguito agli eventi sismici del 2016 e che rappresenta una delle maggiori criticità della chiesa. Conseguentemente a ciò si vuole cercare di valutare e monitorare l'eventuale interazione del sistema di messa in sicurezza con la struttura.

Il secondo motivo non meno importante che giustifica l'introduzione di un sistema di monitoraggio risiede nel fatto che la Chiesa di Santa Maria in Via rappresenta un patrimonio artistico e culturale di notevole importanza nelle Marche e in Italia che deve essere conservato. Pertanto, anche alla luce del grave stato di danno individuato, è importante valutare l'evoluzione dei parametri modali nel tempo ed eventuali correlazioni che essi possono manifestare con i parametri ambientali.

3.3. Acquisizione Normalizzazione e Pulizia dei dati

Per effettuare queste analisi di acquisizione dei dati si è adottata la metodologia OMA "Operational Modal Analysis" o "Analisi modale operativa" che consente di determinare

le caratteristiche modali di una struttura, intese come frequenze smorzamenti e forme modali, in condizioni operative. Questa tecnica si basa su un approccio di tipo "output-only" in quanto si misura sulla struttura solo la risposta senza che vengano applicate forzanti esterne. L'eccitazione è di natura casuale e dipende dal contesto in cui essa si trova. Le sorgenti di vibrazione possono essere sia naturali che artificiali (vento, sisma, traffico, rumore di macchine operative ecc…).

La fonte di eccitazione non viene misurata, ma si conoscono a priori alcune caratteristiche spettrali di cui la più importante è quella di avere uno spettro in frequenza costante che viene chiamato rumore bianco e quindi analizzando la risposta del sistema si dovrebbe pervenire ai parametri modali. In Figura 77 si riporta un diagramma relativo al funzionamento di un'analisi di tipo OMA.

Due ipotesi vengono fatte alla base dell'analisi modale operativa ovvero che il sistema si comporta in modo lineare e invariante nel tempo. La linearità implica che se l'input ha una determinata ampiezza genera un output con la medesima ampiezza. L'invarianza nel tempo implica che il sistema fisico non cambi nel tempo.

Questa tecnica è molto utile in quanto consente di ottenere:

- Caratterizzazione dinamica della struttura attraverso determinati algoritmi nel dominio del tempo o nel dominio delle frequenze;
- Velocità nell'esecuzione delle prove;
- Economicità delle prove;
- Molteplicità dei campi di applicazione (Identificazione parametri modali, Monitoraggio strutturale e Collaudo dinamico di nuove strutture).

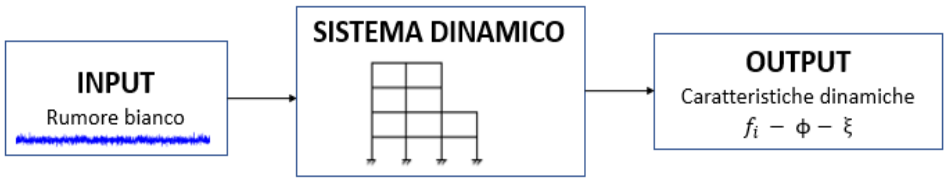


Figura 77: Diagramma di flusso analisi modale operativa.

3.3.1. Sistema di acquisizione nel sistema SHM

Il sistema di acquisizione che è stato adottato per il monitoraggio strutturale in opera dal 16 novembre 2020 al 6 gennaio 2021 è consistito in:

- Due accelerometri piezoelettrici di tipo PCB 393A03 disposti ortogonalmente alla facciata all'altezza di 12,6 m da terra e collegati a schede di acquisizione di tipo NI9234 le cui caratteristiche principali sono: Sensibilità ($\pm 5\%$) 1.0 V/g; Broadband Resolution: 0.00001 g rms; Range di frequenza (±5%) da 0.5 a 2000 Hz; Range di misura 5 g pk. In Figura 78 nell'immagine b si mostra il sensore sulla facciata.

Figura 78: a) Dettaglio accelerometro PCB 393A03; b) applicazione alla facciata della Chiesa di Santa Maria in Via

- Una scheda di acquisizione NI 9234 a quattro canali per la conversione del segnale A/D, con frequenza di risoluzione 24 bit, range del segnale ±5V e frequenza di campionamento massima di 51,2 kS/s/ch.:

Figura 79: Scheda di acquisizione NI9234

- Due Termocoppie di T con terminale a piastrina di cui una disposta internamente alla struttura e una esternamente sul presidio in acciaio. Sono collegate a una scheda di acquisizione di tipo NI9210. In Figura 80, si riporta un dettaglio della termocoppia all'interno dell'aula dell'edifico.

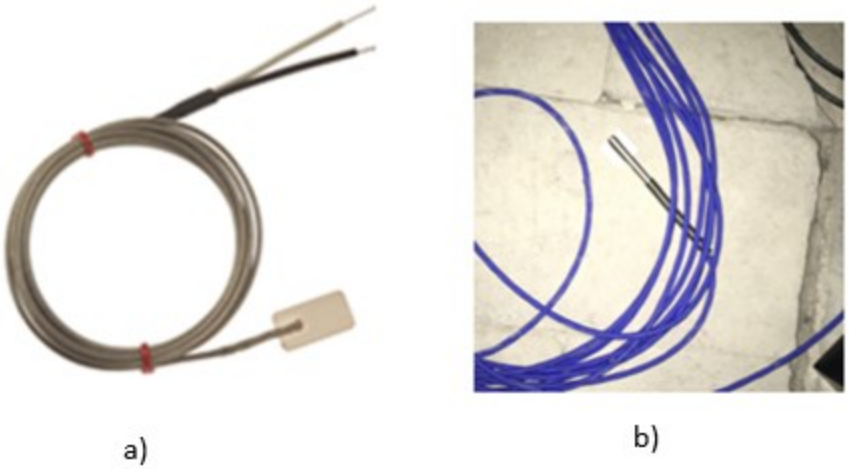


Figura 80: a) Termocoppia di tipo T con terminale a piastrina b) dettaglio della termocoppia all'interno dell'aula della Chiesa.

- Una scheda di acquisizione NI9210 a quattro canali con doppio modulo di acquisizione, con frequenza di risoluzione a 24 bits, range del segnale ± 80mV C e frequenza di campionamento 14 S/s.

Figura 81: Scheda di acquisizione 9210

- Controller CompactDAQ-9133 a otto slot, dual-core Atom 1.33 GHz, con 16GB di memoria.

Figura 82: CompactDAQ-9133

- Gruppo di continuità UPS per garantire l'acquisizione dei dati anche in presenza di temporanei guasti elettrici.

Figura 83: Gruppo di continuità UPS

- Connessione Internet.

Una rappresentazione grafica del sistema di monitoraggio è riportata in Figura 84.

I sensori sono stati disposti secondo questo schema perché lo scopo primario del sistema di monitoraggio è quello di monitorare il meccanismo di ribaltamento della facciata. Come conseguenza di questa disposizione degli accelerometri, il primo modo individuato nell'identificazione dinamica non potrà essere rilevato in quanto esso non coinvolge la facciata. Si specifica che si tratta di una configurazione preliminare: i risultati dell'identificazione preliminare, uniti ai primi risultati del monitoraggio, consentiranno di definire un miglior posizionamento dei sensori e un ottimale numero dei punti di misura.

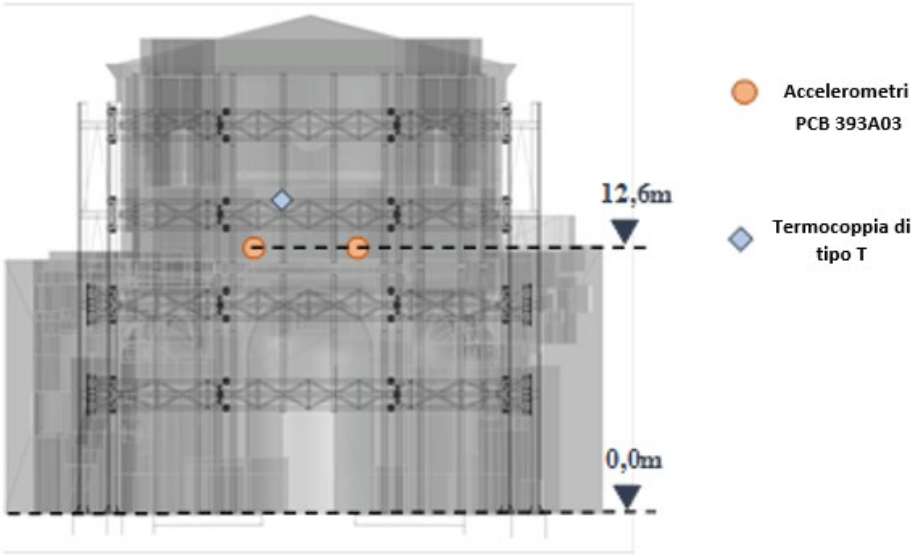


Figura 84: Schema di disposizione del sistema di monitoraggio

Il software di acquisizione implementato nella CDAQ è stato sviluppato in ambiente Labview e acquisisce dati in continuo.

Sono stati scelti accelerometri non troppo sensibili perchè si è voluta eseguire un'acquisizione a tutto tondo cercando di registrare sia le vibrazioni ambientali sia eventuali sismi. Al contrario se si fossero usati accelerometri con maggiore sensibilità in caso di evento sismico si sarebbe raggiunta facilmente la saturazione perdendo quindi la registrazione della risposta strutturale.

Il sistema cosi composto ha consentito la trasmissione e l'archiviazione dei dati acquisiti dal sistema SHM mediante protocollo FTP (File Transfer Protocol) ad un server che si trova presso il dipartimento DICEA dell'Università Politecnica delle Marche secondo lo schema riportato in Figura 85.

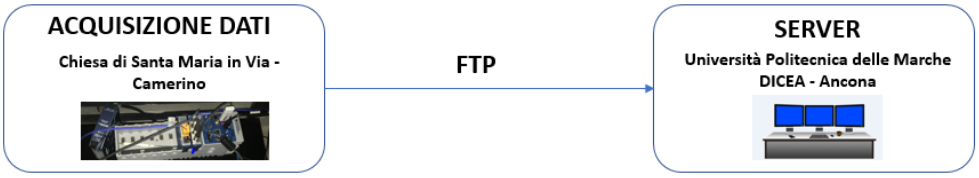


Figura 85: Schema trasmissione Dati

Questo approccio di trasmissione dei dati in continuo permette di indagare in tempi brevi eventuali dipendenze dalle condizioni ambientali, ma permette anche di registrare eventuali eventi sismici senza il rischio di perdere dei campioni di registrazioni.

3.3.2. Normalizzazione dei dati registrati

Il processo di normalizzazione consiste nell'interpretazione dei dati derivanti dal sistema di acquisizione e in particolare consiste nel separare le modifiche introdotte all'interno della registrazione causate da un eventuale stato di danno rispetto a quelle causate dalle variabili ambientali.

Come accennato in precedenza, la struttura oggetto di studio essendo molto danneggiata ha un comportamento fortemente non lineare, inoltre la chiesa trovandosi all'interno della zona rossa non è soggetta a vibrazioni ambientali di origine antropica cosicché eventuali variazioni del segnale misurato devono essere valutate attentamente.

Alla luce di ciò, la normalizzazione dei dati è molto importante e senza questa operazione si rischierebbe di confondere gli effetti provocati dalle vibrazioni ambientali dagli effetti prodotti da un nuovo stato di danno. Questa fase, verrà applicata a valle dei periodi di addestramento, quando saranno state indagate le dipendenze dei parametri monitorati dalle condizioni ambientali.

3.3.3. Pulizia dei dati registrati

La pulizia dei dati è un processo di scelta selettiva dei dati da cui poi estrarre le caratteristiche modali.

Mediante le schede di acquisizione NI9234 il segnale è stato campionato alla frequenza di 2048 Hz. È stato ricampionato alla frequenza di 51,2Hz ed è stato applicato un filtro passabasso alla frequenza di Nyquist di 25,6 Hz al fine di ridurre la quantità di dati e rendere l'analisi più veloce.

Le time history come già accennato al paragrafo 3.3.1 sono state acquisite in continuo in finestre temporali di dieci minuti. Al fine di effettuare l'identificazione dinamica su una time history sufficientemente lunga, le finestre temporali sono state accoppiate e l'estrazione delle caratteristiche modali è stata condotta in time history di venti minuti.

3.4. Estrazione delle caratteristiche

Una delle operazioni più importanti nell'analisi modale operativa è l'implementazione di algoritmi finalizzati all'estrazione delle caratteristiche modali della struttura cioè:

- Frequenze;
- Forme modali;
- Rapporti di smorzamento.

Questi parametri rappresentano una carta d'identità della struttura perché essi dipendono da altre caratteristiche come massa e rigidezza.

Gli algoritmi che possono essere adottati per l'identificazione di tali parametri si basano su due tecniche principali:

- Tecniche nel dominio del tempo come ad esempio: Decremento logaritmo; LSCE (Least Squares Complex Exponential); SSI – DD (Stochastic Subspace Identification Data Driven); SSI – COV (Stochastic Subspace Identification Covariance); SSI – PC (Stochastic Subspace Identification Principal Component);

- Tecniche nel dominio delle frequenze come ad esempio il Peak Picking (BFD Basic Frequency Domain); LSCF (Least Squares Complex Frequency); FDD (Frequency Domain Decomposition); EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition).

Per il caso studio proposto, si è scelto di utilizzare l'algoritmo SSI-PC, in quanto le tecniche di estrazione dei parametri modali basate sul dominio del tempo sono più sensibili e riescono a cogliere bene anche frequenze molto vicine tra loro.

Densità di potenza spettrale e decomposizione dei valori singolari

A supporto dell'identificazione dinamica vengono usualmente utilizzate la matrice di densità di potenze spettrali e la decomposizione ai valori singolari che vengono brevemente introdotte in questa sezione.

La matrice di densità spettrale $G_{yy}(\omega)$ di output assume la seguente forma:

$$G_{yy}(\omega) = \begin{vmatrix} PSD_{11}(\omega) & CPSD_{12}(\omega) & \dots & CPSD_{1N}(\omega) \\ CPSD_{21}(\omega) & PSD_{22}(\omega) & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ CPSD_{N1}(\omega) & \dots & \dots & PSD_{NN}(\omega) \end{vmatrix}$$

In cui i termini sulla diagonale principale sono le PSD cioè le funzioni di densità spettrale relative a ciascun segnale misurato, mentre i termini fuori dalla diagonale principale sono le funzioni di densità spettrale incrociate relative a ciascuna coppia di segnali registrata $CPSD$ (Cross Power Spectrum Density).

Richiamando il Teorema di Wiener che definisce lo spettro di densità di potenza come la trasformata di Fourier (FFT Fast Fourier Transform) della sua funzione di autocorrelazione si definisce la PSD come:

$$PSD(\omega) = FFT|C_{xx}|^2$$

In cui la funzione di autocorrelazione $C_{xx}(t)$ è definita nel seguente modo:

$$C_{xx}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)x(t+\tau)d\tau$$

Mentre la $CPSD(\omega)$ è definita come:

$$CPSD(\omega) = FFT\left|C_{xy}\right|^2$$

In cui la funzione di correlazione incrociata $C_{xy}(t)$ è definita nel seguente modo:

$$C_{xy}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)x(t+\tau)d\tau$$

Per una generica time-history si possono diagrammare le frequenze PSD con i valori singolari e si perviene alla realizzazione di un grafico mediante il quale attraverso la lettura dei picchi è possibile estrarre le varie forme modali.

In questo caso studio è stata adottata la decomposizione ai valori singolari detta SVD (Single Value Decomposition) della risposta spettrale in cui:

$$G_{yy}(f) = U(f)[s_i]U(f)^T$$

In cui la matrice $U = [u_1, u_2, \dots]$ è la matrice dei vettori singolari e la matrice $[s_i]$ è la matrice diagonale dei singoli valori. Come risultato di ciò, andando a graficare i valori singolari della matrice di densità spettrale si ottiene un grafico sovrapposto delle densità auto spettrali delle coordinate modali. Vale la pena notare che la matrice singolare è una funzione delle frequenze. (Brinker, Anderson, & Jacobsen, 2007)

Attraverso questa procedura, una forma modale viene identificata dove il primo valore singolare ha un picco. Nel grafico di Figura 86 si riporta a titolo di esempio un grafico dell'SVD. Sono riportati sei valori singolari. Per l'identificazione modale si adotta SV1. Da un esame di questa figura si nota che per questo valore sono presenti prevalentemente cinque picchi.

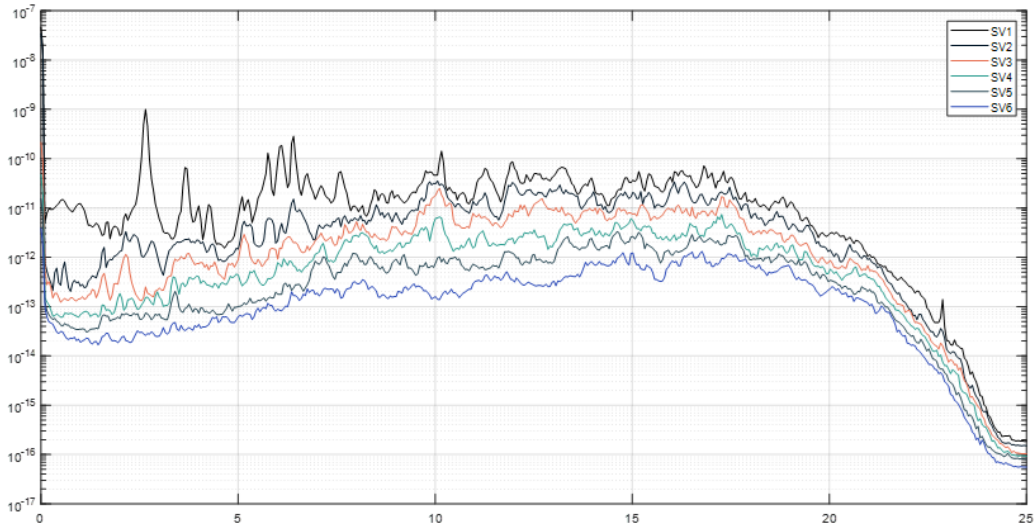


Figura 86: Grafico SVD di esempio

3.4.1 Identificazione dinamica

La tecnica di identificazione dinamica modale Output Only maggiormente impiegata oggigiorno è la Stochastic Subspace Identification. Questa metodologia è stata proposta nel 1996 da Van Overschee e De Moor che insieme al libro pubblicarono alcuni file *Matlab* per convincere i lettori dell'efficacia dell'applicazione di tale algoritmo come strumento forte ed efficiente per l'analisi modale operativa. (Van Overschee & De Moor, 1996)

Van Overschee e De Moor propongono un modello riportato come quello descritto nella Figura 87.

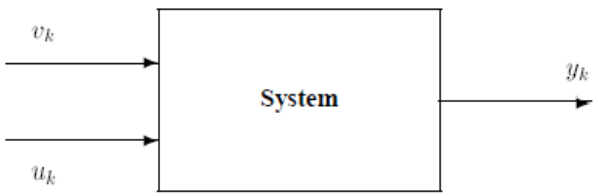


Figura 87: Modello dinamico proposto da Van Overschee & De Moor

In cui si indicano con:

- u_k che è la misura input cui è soggetto il sistema dinamico all'istante k;
- v_k che è la misura del rumore cui è soggetto il sistema dinamico all'istante k;
- y_k che è la misura di output del sistema dinamico all'istante k;

Il sistema strutturale è dotato di massa M, smorzamento C e rigidezza K.

Sono state individuate due metodologie di risoluzione del problema:

- Identificazione deterministica del sottospazio in cui sono noti sia l'input u_k che l'output y_k, ed è assente il rumore v_k. Attraverso l'applicazione del Teorema principale si estraggono gli stati direttamente dai dati di input e di output e quindi attraverso l'applicazione di algoritmi si risolvono le matrici incognite del sistema.
- Identificazione stocastica del sottospazio in cui non è noto l'input ($u_k = 0$), quindi si calcolano le matrici del sistema stocastico a partire solamente dai dati in uscita.

3.4.1.1 Identificazione deterministica del sottospazio

Uno schema concettuale dell'identificazione deterministica del sottospazio è mostrato in Figura 88. In questo caso si è considerato il sistema finito lineare e invariante nel tempo. I vettori evidenziati da un cerchio sono le misure disponibili mentre v_k e w_k sono disturbi sconosciuti. Il simbolo Δ rappresenta il ritardo. Un'importante osservazione può essere fatta in merito all'ipotesi di linearità. Questo approccio descrive bene processi industriali, ma in molti altri campi di applicazione, come quello oggetto di questo lavoro di tesi, si hanno risposte fortemente non lineari. L'esperienza ha dimostrato che aumentando l'ordine del modello di parecchio si riesce a tener conto di fenomeni complessi e si riesce ad approssimare bene il problema.

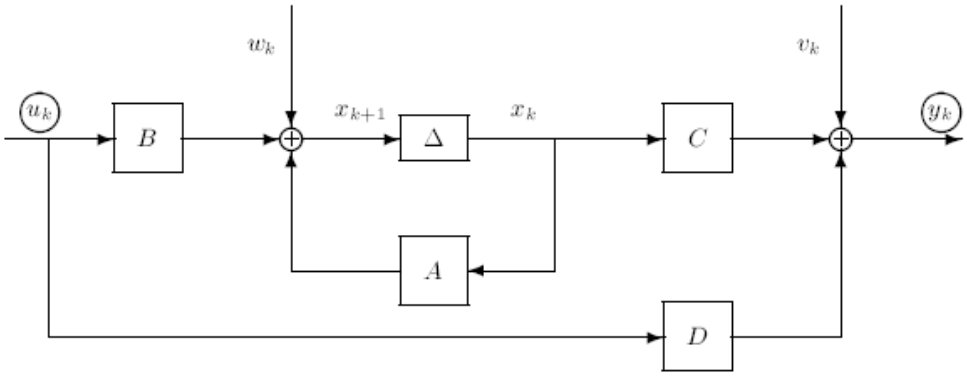


Figura 88: Schema di identificazione deterministica del sottospazio

Il sistema di equazioni che risolve l'algoritmo deterministico è dato dalla seguente coppia di equazioni:

$$x_{k+1} = Ax_k + Bu_k + w_k$$

$$y_k = Cx_k + Du_k + v_k$$

I vettori:

- x_k è il vettore di stato del processo al generico istante k e contiene i valori numerici di n stati;
- v_k e w_k sono i segnali dei vettori non misurabili, si presume che siano sequenze vettoriali di rumore bianco a media zero e stazionarie.

Le matrici:

- A è la matrice dinamica del sistema e descrive tutta la dinamica che è stata misurata dai sensori. (Brincker & Andersen, 2006)

  $$A = \begin{vmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{vmatrix}$$

  In cui le componenti sono state introdotte nel precedente paragrafo.

- B è la matrice di input che rappresenta la trasformazione lineare con cui gli input influenzano lo stato successivo;

$$B = \left| \begin{matrix} 0 \\ M^{-1} \end{matrix} \right|$$

- C è la matrice di output che descrive come lo stato interno viene trasferito all'esterno nelle misure y_k
- D viene definito come il termine di passaggio. Nei sistemi temporali continui questo termine è pari a 0

Risolvendo il sistema con i dati di input e di output ed applicando i teoremi descritti da Van Overschee e De Moor si perviene alle caratteristiche modali del sistema.

3.4.1.2 Identificazione Stocastica del Sottospazio SSI

Nell'approccio di identificazione stocastica del sottospazio a differenza del caso precedentemente analizzato solo l'output è misurato ed è questo che è stato fatto nel presente lavoro di tesi.

Essendo l'input sconosciuto e se la struttura è soggetta a un rumore bianco la risposta del sistema sotto questa sollecitazione conduce alle informazioni modali.

Uno schema concettuale dell'identificazione stocastica del sottospazio è mostrato in Figura 89.

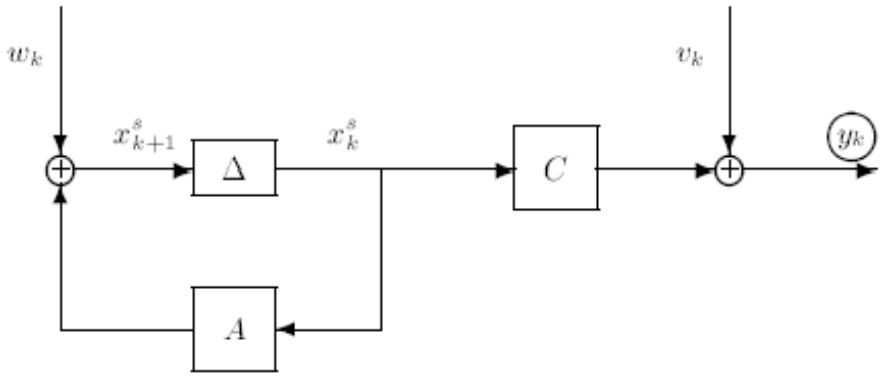


Figura 89: Schema di identificazione stocastica del sottospazio

Il sistema di equazioni che risolve l'algoritmo stocastico non tiene più conto del parametro di input in quanto per ipotesi $u_k = 0$ e si trasforma quindi in:

$$x_{k+1} = Ax_k + w_k$$

$$y_k = Cx_k + v_k$$

I vettori e le matrici sono i medesimi che sono stati descritti al paragrafo precedente.

Andando a considerare l'equazione dinamica di un sistema generico e sottoposto ad una generica forzante F e un generico spostamento y:

$$M\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) = F(t)$$

Riformulando il modello nello spazio degli stati attraverso la seguente posizione:

$$y(t) = \begin{cases} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{cases}$$

La prima equazione proposta è definita equazione di stato e modella il comportamento dinamico della struttura. La seconda equazione è chiamata equazione di osservazione o di uscita. (Møller, Gade, & Herlufsen, 2005)

$$\dot{x}(t) = Ax(t) + Bu(t)$$

$$y(t) = Cx(t) + Du(t)$$

L'ordine della matrice A definisce l'ordine massimo che il modello descrive e questo viene scelto in modo arbitrario. La sua scelta determina il massimo numero di modi che il sistema può gestire.

Ai fini dell'implementazione dell'algoritmo sui dati sperimentali acquisiti si riformula il modello con riferimento a un dominio tempo-discreto.

$$x_{k+1} = Ax_k + w_k$$

$$y_k = Cx_k + v_k$$

Come già accennato, le caratteristiche dinamiche del sistema sono contenute nella matrice A di dimensione $n\ x\ n$. Dato un vettore di input w_k la matrice trasforma lo stato del sistema descritto da $n\ x\ 1$ vettori di stato x_k, in un nuovo stato x_{k+1}. La dimensione n dello spazio di stato è chiamata dimensione dello spazio di stato. Il vettore di risposta del sistema y_k è dato dall'unione della parte osservata (matrice C) e dello stato.

I due vettori che prevedono la risposta del sistema x_k e y_k, sono correlati attraverso un filtro di Kalman per sistemi lineari e invarianti nel tempo:

$$\hat{x}_{k+1} = A\hat{x}_k + K_k e_k$$

$$e_k = y_k - C\hat{x}_k$$

In cui:

- K_k è detta matrice di guadagno di Kalman non stazionario;
- e_k: termine di innovazione modellabile come un processo stocastico del tipo rumore bianco gaussiano a media nulla.

La stima di x_k avviene attraverso la tecnica della proiezione ortogonale, maggiori dettagli sono stati sviluppati da Van Overschee e De Moor, (Van Overschee & De Moor, 1996).

Lo step successivo consiste nella risoluzione delle matrici A e C e per le residue sequenze w_k e v_k. Infine, per completare il modello equivalente a covarianza completa nel dominio tempo-discreto viene stimata la matrice di guadagno di Kalman K_k. Il filtro di Kalman presenta un transitorio iniziale la previsione dello stato non è non stazionaria. Quando la matrice di stato A è stabile il filtro entrerà in uno stato stazionario e quando questo accade la matrice di covarianza del vettore degli stati previsti diventa costante. (Møller, Gade, & Herlufsen, 2005).

Rielaborando quindi le equazioni si ottiene il sistema dello spazio di stato aggiornato:

$$\hat{x}_{k+1} = A\hat{x}_k + K_k e_k$$

$$y_k = C\hat{x}_k + e_k$$

Si perviene all'ordine appropriato di un sistema usando la decomposizione del valore singolare (SVD Single Value Decomposition) che è una delle più potenti tecniche di decomposizione di matrici algebriche lineari. L'ordine del sistema (il numero dei modi) è l'unico parametro definito dall'utente nel metodo di identificazione del sottospazio e deve essere selezionato con attenzione per ottenere risultati significativi. (Shokravi, Shokravi, Bakhary, Koloor, & Petru, 2020)

Da un punto di vista teorico ogni valore reale di una matrice $m\,x\,n$ può essere decomposto come:

$$W_1 O W_2 = USV^T$$

In cui:

- W_1 e W_2 sono matrici di ponderazione che possono essere determinate mediante tre metodi:
    - Principal Component PC;
    - Unweighted principle component UPC;
    - Canonical variate analysis CVA;
- U e V sono matrici unitarie ortogonali;
- S è una matrice diagonale che contiene i valori singolari reali.

3.4.1.3 Identificazione Stocastica del Sottospazio – Principal Component

L'algoritmo Principal Component (PC) è uno dei metodi attraverso i quali è possibile determinare le matrici di ponderazione.

Questo algoritmo determina le componenti principali attraverso la matrice di covarianza di Toeplitz C_i la cui determinazione dettagliata è stata sviluppata da Van Overschee e De Moor (Van Overschee & De Moor, 1996) che è data da:

$$C_i = \Gamma_i \cdot \Delta_i{}^c$$

Da questa formulazione si trova che la decomposizione del valore singolare della matrice singolare C_i, rivelerà l'ordine del sistema. Nel dettaglio, le colonne hanno dimensione Γ_i che è la matrice di estesa osservabilità, mentre le righe $\Delta_i{}^c$ che rappresenta la matrice di estesa controllabilità.

L'algoritmo delle componenti principali considera le matrici di ponderazione W_1 e W_2 così definite:

$$W_1 = I_{li}$$

$$W_2 = Y_P^T \cdot \Phi_{\left[Y_p, Y_p\right]}^{-\frac{1}{2}} \cdot Y_P$$

La proiezione delle matrici di ponderazione è espressa come:

$$W_1 O W_2 = \Phi_{\left[Y_f, Y_p\right]} \cdot \Phi_{\left[Y_p, Y_p\right]}^{-\frac{1}{2}} \cdot Y_P$$

Dove:

- Y_P rappresenta la proiezione ortogonale degli eventi passati
- Y_F rappresenta la proiezione ortogonale degli eventi futuri

I valori singolari e i vettori singolari di sinistra della proiezione ponderata sono esattamente uguali ai valori singolari e ai vettori singolari di sinistra della matrice di covarianza di Toeplitz C_i.

3.4.1.4 Diagramma di stabilizzazione

Nella tecnica SSI uno strumento utile per l'individuazione dei modi propri di una struttura è rappresentato dal diagramma di stabilizzazione. Nel dettaglio, attraverso questo grafico si può effettuare la separazione tra i modi fisici e i modi spuri nell'algoritmo di identificazione.

Si definiscono modi stabili (o fisici) quei modi che rimangano costanti al crescere dell'ordine del modello. Viceversa, si definiscono modi spuri (o rumorosi) quei valori che mostrano tendenze anomale.

La definizione dell'ordine del modello assume molta importanza. In particolare, una crescita dell'ordine del modello conduce all'introduzione di un numero maggiore di modi spuri, ma d'altro canto un maggiore ordine del modello permette una più facile individuazione degli allineamenti dei modi stabili.

Si deve scegliere pertanto un adeguato ordine del modello che per il caso studio è stato assunto pari a 120.

La definizione dei modi stabili dipende dalla definizione dei limiti dei seguenti parametri modali:

- Variazione delle frequenze naturali $< 1\%$;
- Variazione dello smorzamento $< 2\%$;
- MAC tra due forme modali 99%;

In riferimento a quest'ultimo punto, si specifica che la MAC (Modal Assurance Criterion) è un indicatore statistico ed è calcolato come il prodotto scalare normalizzato tra due forme modali consecutive.

$$MAC = \frac{\left|\phi_i \cdot \phi_j\right|^2}{\left|\phi_i \cdot \phi_j{}^T\right| \cdot \left|\phi_i{}^T \cdot \phi_j\right|}$$

Nel dettaglio, questo parametro è stato usato per quantificare l'accuratezza tra le forme modali identificate. Valori della MAC prossimi allo zero sono sinonimo di modi ortogonali e quindi non c'è corrispondenza tra i due, viceversa quando questo rapporto tende all'unità si ha una completa coerenza tra le due forme modali. (Pastor, Binda, & Harcarik, 2012)

Una migliore qualità del diagramma di stabilizzazione può condurre all'individuazione di allineamenti ben definiti e questo dipende anche dall'algoritmo di identificazione utilizzato, dai valori dei parametri di input dell'algoritmo e anche dalla rumorosità delle time-history registrate.

Il diagramma di stabilizzazione è così organizzato:

- Nell'asse delle ascisse sono riportati i valori delle frequenze naturali stimate dall'algoritmo;
- Nell'asse Y, l'ordine del modello.

Vengono qui riportati i risultati dell'applicazione dell'algoritmo appena descritto su una registrazione accelerometrica della durata di 20 minuti ottenuta tramite il sistema di monitoraggio della Chiesa di Santa Maria in Via.

In Figura 90 e in Figura 91 si riportano i diagrammi di stabilizzazione espressi sia in termini di frequenze in relazione con l'ordine del modello assunto pari a 50 in questo caso, sia in termini di frequenza in relazione con lo smorzamento. Si nota anche che l'algoritmo proposto è in grado di cogliere bene frequenze molto vicine tra loro come è possibile notare tra 5,5 e 6,5 Hz, in cui si possono distinguere limpidamente tre allineamenti.

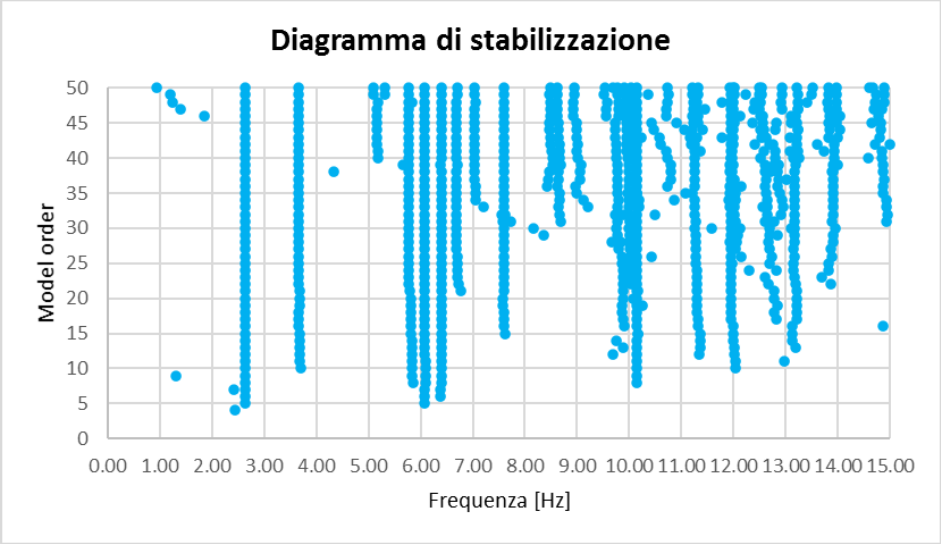


Figura 90: Diagramma di stabilizzazione frequenza vs ordine del modello.

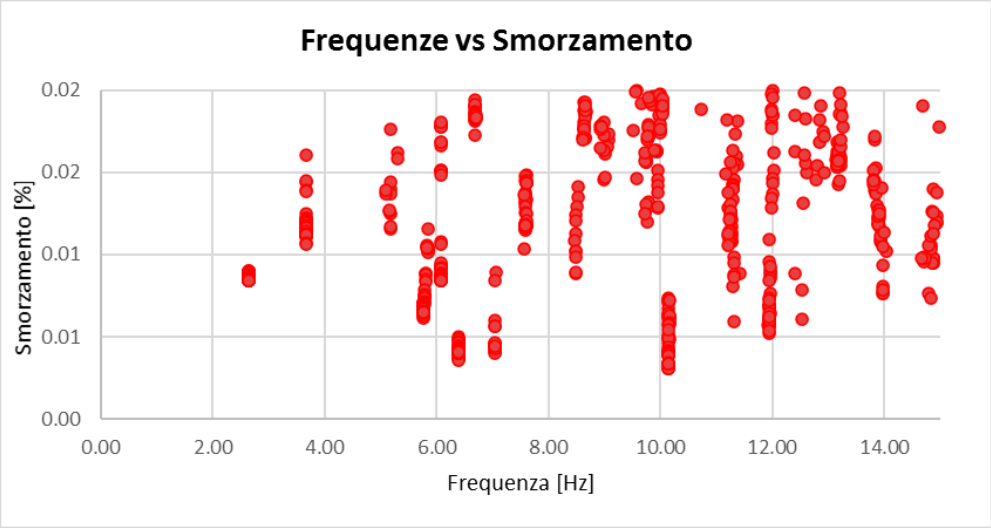


Figura 91: Diagramma di stabilizzazione frequenza vs smorzamento.

Si precisa che il diagramma di stabilizzazione di per sé non è sufficiente all'identificazione dei parametri modali. Esso rappresenta semplicemente uno strumento grafico per aiutare a selezionare le forme modali che più probabilmente rappresentano i modi fisici della struttura. (Magalhaes, Cunha, & Caetano, 2009)

3.4.2 Estrazione automatica dei parametri modali

Nel sistema SHM, il ruolo cruciale è svolto dall'automatizzazione del processo di identificazione dinamica. In particolare, per ogni registrazione, che come specificato al paragrafo 3.3.1 ha durata di dieci minuti, si devono determinare le caratteristiche modali secondo il procedimento descritto al paragrafo 3.4.1.

Ai fini dell'identificazione automatica dei parametri modali della struttura possono essere utilizzati algoritmi parametrici che sono focalizzati su tre aspetti complementari: (Magalhaes, Cunha, & Caetano, 2009)

- Concezione di algoritmi di identificazione che possano fornire diagrammi di stabilizzazione più chiari;
- Studio di parametri aggiuntivi per una selezione più accurata dei modi stabili.

Per tutte queste ragioni, nel presente lavoro di tesi è stata fatta un'analisi cluster per interpretare direttamente le informazioni presenti nel diagramma di stabilizzazione.

3.4.2.1 Il clustering

L'analisi di cluster (o analisi di gruppi) è una tecnica che si basa sul raggruppamento di elementi con caratteristiche simili. Questi gruppi risultanti si definiscono cluster. Questa tecnica viene adottata nel contesto dell'interpretazione del diagramma di stabilizzazione con l'obiettivo di raggruppare i modi stimati che presentano le medesime caratteristiche modali.

Gli algoritmi di clustering più comuni possono essere divisi in due categorie principalmente:

- Algoritmi di Clustering Non gerarchico;
- Algoritmi di Clustering Gerarchico.

Gli algoritmi di clustering non gerarchico usano solitamente l'algoritmo k-means, in cui il set di dati viene diviso in un numero di cluster (K) definito arbitrariamente. Per ogni cluster si definisce un centroide cioè un punto al centro del cluster. Quindi l'algoritmo inizialmente calcola la distanza euclidea tra ogni dato e ogni centroide. Ogni set di dati quindi sarà assegnato al centroide la cui distanza risulti minima. A valle di quest'operazione si possono formare nuovi cluster. L'algoritmo procede iterativamente finchè i centroidi non si modificano cioè si raggiunge la convergenza per cui non si hanno più modifiche nei cluster.

Il problema maggiore nell'uso di questo tipo di algoritmo consiste nel fatto che si devono definire preliminarmente il numero di cluster. Inoltre, questo algoritmo sceglie casualmente la distanza dal centro e questo potrebbe condurre a risultati non ripetibili.

L'algoritmo di clustering gerarchico è basato sulla costruzione di un albero di fusione binario che può avvenire attraverso due tecniche:

- Clustering Gerarchico Agglomerativo (AHC Agglomerative Hierarchical Clustering);
- Clustering Gerarchico Divisivo (DHC Divisive Hierarchical Clustering)

Il clustering gerarchico agglomerativo AHC si basa sul fatto che inizialmente ogni dato è considerato un cluster. Nello step successivo i due cluster più vicini sono accoppiati in un nuovo cluster aggregato. In successione il numero di cluster tende a diminuire fino a che tutti gli elementi non sono stati raggruppati e conseguentemente le aggregazioni diventano sempre più ampie. (Nielsen, 2016)

In Figura 92 si riporta un esempio di clustering agglomerativo.

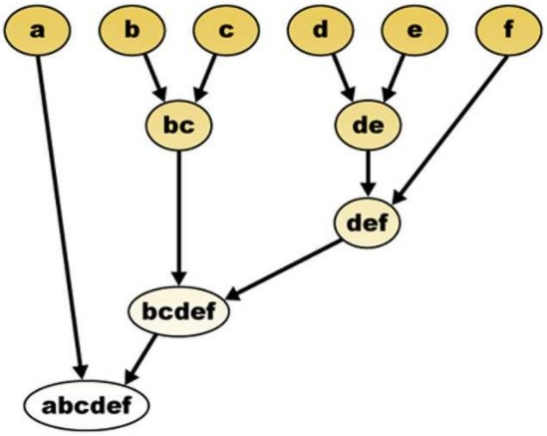


Figura 92: Esempio di Clustering agglomerativo – Nielsen.

Il clustering gerarchico divisivo funziona in maniera inversa. In particolare, parte dal set di dati completo e divide progressivamente questo set fino ad arrivare ai singoli elementi.

La rappresentazione grafica di un'analisi cluster si chiama dendrogramma e in Figura 93 se ne riporta un esempio, con un'osservazione anche sul tipo di clustering gerarchico.

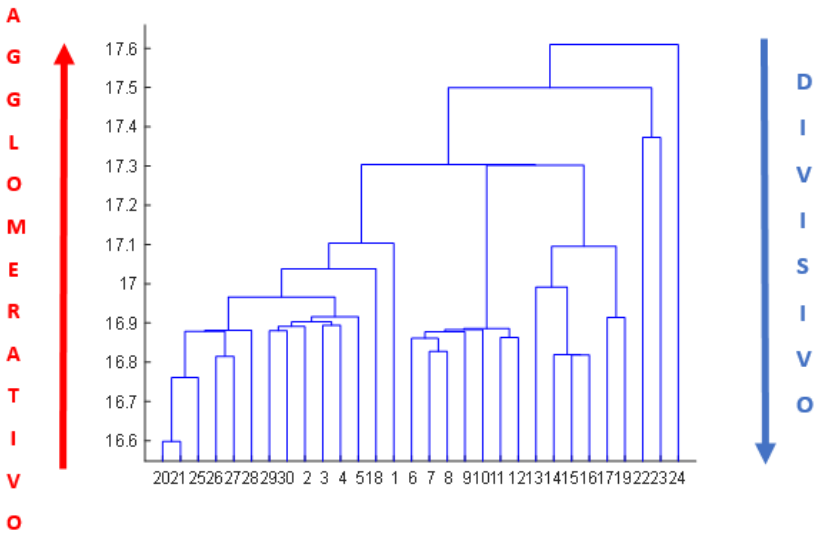


Figura 93: Dendrogramma di esempio.

Nel creare un algoritmo di clustering gerarchico agglomerativo è fondamentale definire due grandezze: distanza e il linkage.

Il calcolo della distanza, tra i parametri modali del diagramma di stabilizzazione, può essere effettuato attraverso le seguenti formule.

- Distanza euclidea, calcolata come la differenza tra due frequenze f_i e f_j:

$$D_{Euclidea} = |f_i - f_j|$$

- Distanza euclidea normalizzata rispetto alla j-esima frequenza:

$$D_{Euclidea\ Normalizzata} = \left|\frac{f_i - f_j}{f_j}\right|$$

- Distanza di Magalhes, in cui la misura di somiglianza tra i dati viene calcolata considerando le frequenze naturali e le forme modali attraverso la MAC.

$$D_{Magalhes} = \left|\frac{f_i - f_j}{f_j}\right| + (1 - MAC)$$

Infatti, se la distanza tra due modi stimati è corta entrambe le stime presentano stesse frequenze e stesse forme modali e quindi rappresentano probabilmente lo stesso modo fisico della struttura in esame e possono essere inclusi nello stesso cluster. (Magalhaes, Cunha, & Caetano, 2009)

Gli algoritmi di clustering gerarchico si differenziano a seconda di come viene calcolata la distanza tra due cluster. Questa particolare distanza viene definita linkage Δ e può essere di diversi tipi:

- Linkage singolo (SL) in cui si considera la distanza più breve tra due cluster di dati X_i e X_j

$$\Delta(X_i, X_j) = \min_{x_i \in X_i,\, x_j \in X_j} D(x_i,\, x_j)$$

- Linkage completo (CL) in cui si considera la distanza più lunga tra due cluster di dati X_i e X_j

$$\Delta(X_i, X_j) = \max_{x_i \in X_i,\, x_j \in X_j} D(x_i,\, x_j)$$

- Linkage medio tra i gruppi (GAL) in cui si considera la media tra ogni elemento dei cluster X_i e X_j

$$\Delta(X_i, X_j) = \frac{1}{|X_i||X_j|} \sum_{x_i \in X_i} \sum_{x_j \in X_j} D(x_i,\, x_j)$$

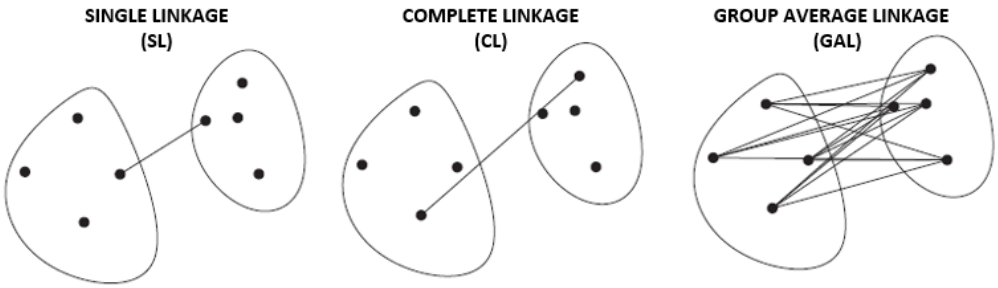


Figura 94: Tipologia di Linkage.

La metodologia proposta per l'identificazione automatica dei parametri modali, si basa sul calcolo della distanza attraverso la formula di Magalhes e il linkage tra i cluster di tipo singolo.

Una volta che è stato applicato l'algoritmo di clusterizzazione si effettua una selezione delle soluzioni da considerare. Si è definita una soglia minima di valori da prendere in esame affinché una frequenza sia considerata stabile. Tale valore è stato assunto pari a 30.

Per fare una scelta ancor più accurata dei modi fisici della struttura, sono state poi ordinate le frequenze in ordine crescente e sono state considerate quelle la cui differenza con il valore precedente sia inferiore a un altro valore soglia. La scelta di questo parametro

è fondamentale in quanto tanto più basso è il limite tanto più alto è il numero di cluster risultanti e quindi uno stesso modo fisico potrebbe essere diviso in più cluster. È possibile comunque usare un valore basso se la qualità del segnale è buona, cioè non presenta molta rumorosità. Nel caso in esame, buoni risultati sono stati raggiunti imponendo come distanza limite il valore di 0,01.

Sono state condotte altre operazioni importanti sul segnale acquisito, in dettaglio:

- Sono state rimosse le frequenze con smorzamenti negativi o maggiori di dieci;
- Sono state eliminate le frequenze con valore nullo;
- Non sono state considerate le frequenze con un numero di soluzioni inferiori al valore soglia.

Attraverso l'attuazione di tutte queste operazioni è possibile avere per un generico segnale, un diagramma di stabilizzazione depurato dai modi spuri e quindi è possibile individuare degli allineamenti che corrispondono ai modi fisici della struttura.

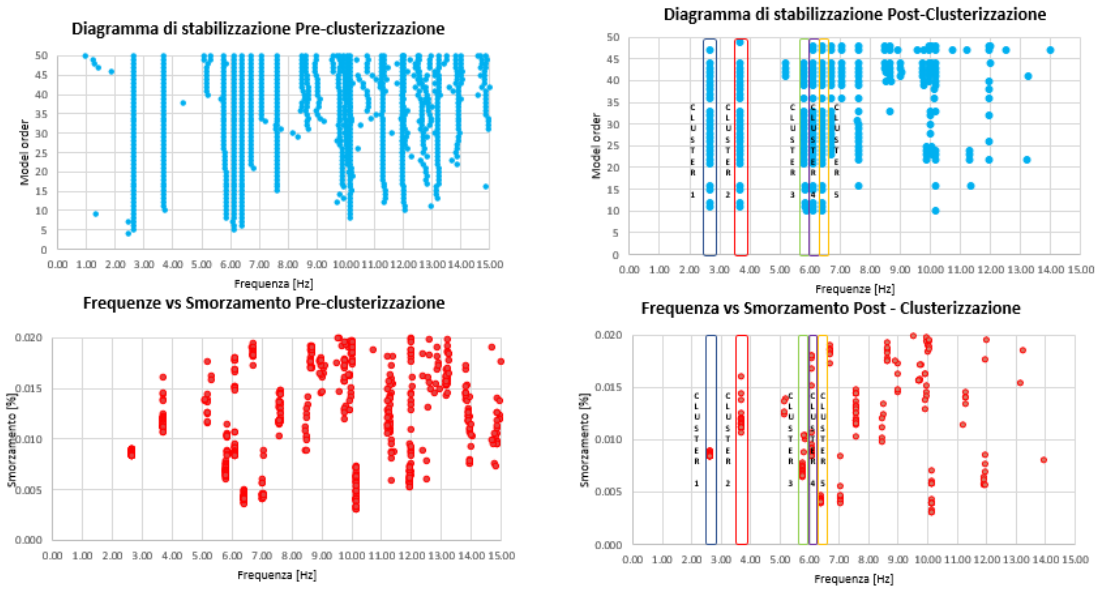


Figura 95: Diagramma di stabilizzazione in seguito alla clusterizzazione.

Con riferimento al grafico di Figura 95 per questa generica time history sono mostrati i cinque gruppi di frequenze "cluster", individuati a valle della clusterizzazione. In questa analisi l'ordine del modello è stato assunto pari a 50. Tuttavia, vale la pena ricordare che nei diagrammi di stabilizzazione adottati nella sperimentazione questo parametro è stato assunto a 120 per cercare di attuare una selezione più accurata. Le altre probabili forme modali non vengono riportate perché hanno percentuali di rilevamento molto basse.

Tabella 24: Parametri individuati nel diagramma di stabilizzazione di Figura 95.

Parametri individuati dal diagramma di stabilizzazione			
	Numero di poli stabili	*Frequenze della struttura*	*Percentuale di rilevamento*
1° Frequenza	28	2.648	56.00%
2° Frequenza	30	3.671	60.00%
3° Frequenza	20	5.773	40.00%
4° Frequenza	27	6.083	54.00%
5° Frequenza	27	6.393	54.00%
MODEL ORDER 50			

Per ciascun allineamento sono poi selezionate le caratteristiche modali. Questa operazione è stata condotta su ognuna delle time history registrate dal sistema di acquisizione dei dati.

3.4.2.2 Eliminazione dei valori anomali

Per ogni storia temporale vengono selezionati i parametri modali con i criteri definiti precedentemente. L'obiettivo di questa seconda fase è quello di selezionare i modi individuati preliminarmente depurandoli da eventuali valori anomali.

Inizialmente, per i parametri modali identificati nella fase precedente, è stata calcolata una seconda distanza. Al fine di ridurre i tempi di calcolo è stata fatta una semplificazione andando a considerare una distanza euclidea normalizzata:

$$D_{Eucl.Norm.} = \left| \frac{f_i - f_j}{f_j} \right|$$

Dopo questa fase preliminare, sulle distanze cosi calcolate, è stata eseguita una nuova clusterizzazione al fine di eliminare eventuali tendenze anomale. Per effettuare questa operazione è stato scelto un linkage di tipo singolo (SL) tra i vari cluster, e la distanza massima tra due frequenze è stata assunta pari a 0,10.

Una volta applicata tale procedura sono state scelte come frequenze proprie, quelle che vengono identificate nel 50% dei casi.

A valle di questa procedura si ottiene quindi una matrice in cui per ogni modo stabile sono riportati i valori delle seguenti caratteristiche modali:

- Data e ora di acquisizione;
- Temperatura interna;
- Temperatura esterna;
- Frequenza:

$$f = \frac{1}{T}$$

- Rapporto di Smorzamento ξ:

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{\omega m}}$$

- Valore medio efficace dell'accelerazione a_{RMS} (Acceleration Root Mean Square) che per un segnale campionato è pari a:

$$a_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} {a_i}^2}$$

- Accelerazione massima del segnale.

4. I RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE

In questo capitolo, si riportano i risultati ottenuti attraverso il software di calcolo Matlab, del monitoraggio di Structure Health Monitoring (SHM) effettuato dal 16 novembre al 6 gennaio 2021 nella Chiesa di Santa Maria in Via.

Inizialmente vengono riportate le frequenze ottenute a valle dell'identificazione automatica dei parametri modali ottenuti dall'algoritmo SSI-PC ed in seguito vengono mostrati i risultati derivanti della seconda clusterizzazione. È stata condotta poi una statistica descrittiva per i modi di vibrazione ottenuti ed infine, per ogni frequenza sono mostrate le eventuali correlazioni con i parametri ambientali.

4.1. Risultati del monitoraggio

Nel periodo oggetto di studio, in seguito all'applicazione dell'algoritmo di identificazione automatica, sono state processate 3402 time history. Attraverso l'applicazione dell'algoritmo SSI-PC come descritto nel paragrafo 3.4.1.4 è stato possibile individuare i modi stabili e per ognuno di essi ottenere i parametri modali. Nel grafico riportato in Figura 96 si riportano le frequenze ricavate nel periodo dal 16 novembre al 6 gennaio. Si può notare un'assenza di dati, segnatamente nel periodo che intercorre tra il 19 e il 21 dicembre 2020, in quanto il sistema di monitoraggio è stato sospeso per manutenzione.

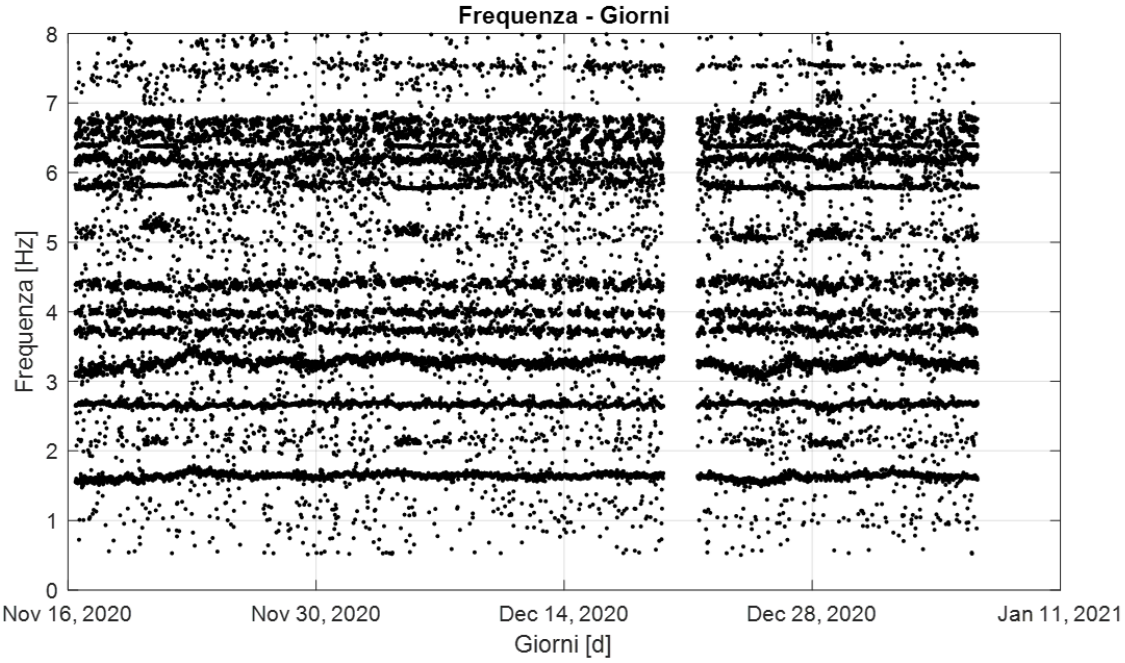


Figura 96: Risultati delle frequenze attraverso l'identificazione automatica.

È possibile scorgere la presenza costante di alcune frequenze, mentre altre, nonostante che siano state processate secondo i criteri del paragrafo 3.4.1.4, non seguono una tendenza ben precisa.

In dettaglio, per poter definire compiutamente il numero di frequenze stabili, è stata effettuata una seconda clusterizzazione secondo i criteri riportati al paragrafo 3.4.2.2 al fine di eliminare i dati anomali.

Nella Figura 97, è possibile notare come in seguito alla seconda clusterizzazione il set di dati anomali sia notevolmente ridotto e ciò ha reso possibile l'individuazione di otto allineamenti corrispondenti ad otto forme modali. Si può notare la presenza costante delle prime tre forme modali, mentre le altre non sono rilevate con la stessa continuità. Nel paragrafo 4.2 nell'analisi statistica si riportano maggiori dettagli in merito.

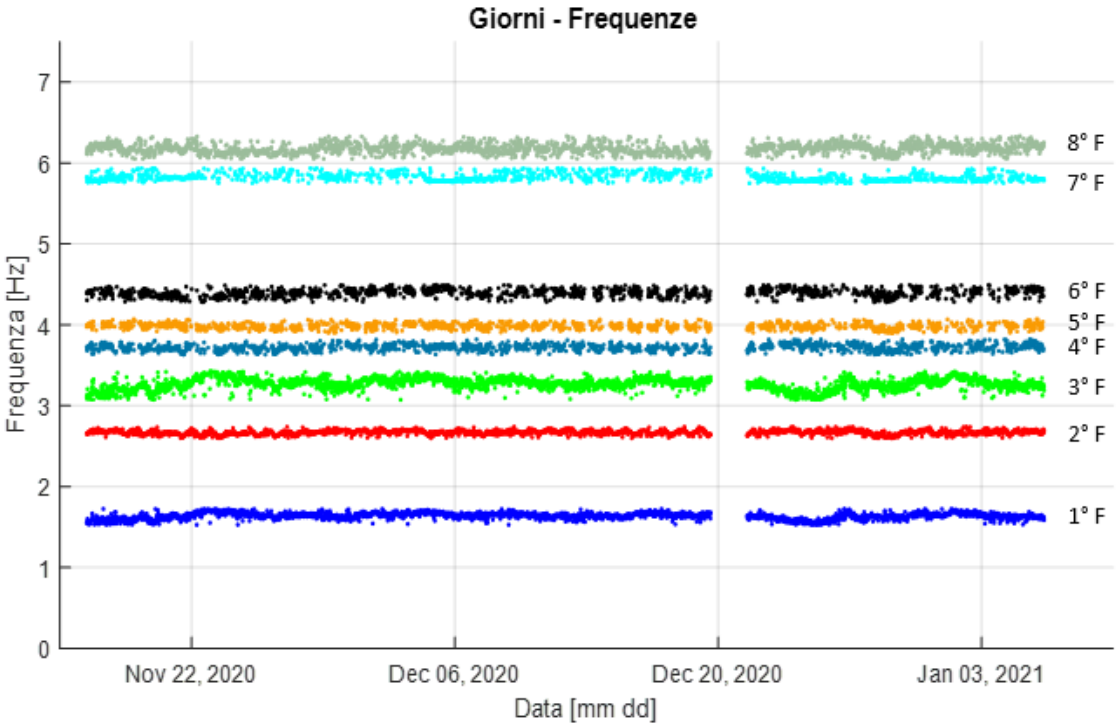


Figura 97: Frequenze modali ottenute dalla seconda clusterizzazione.

Per il medesimo periodo di osservazione attraverso le due termocoppie è stato possibile registrare le variazioni di temperatura esterna e temperatura interna.

Per quanto concerne la temperatura esterna, si precisa che questa è stata rilevata come anticipato al paragrafo 3.3.1, attraverso una termocoppia posizionata sul presidio di sicurezza e quindi si riferisce alla temperatura dell'acciaio dei profili del sistema e non alla temperatura dell'aria. In relazione a ciò, si possono notare escursioni termiche massime di 15°C, e valori prossimi allo 0 intorno al 24 novembre e tra il 26 e il 28 dicembre.

La temperatura interna invece ha un calo più o meno costante eccezion fatta per i periodi tra il 4 e il 7 dicembre e tra il 22 e il 25 dicembre in cui si nota una leggera crescita in concomitanza con all'aumento della temperatura esterna.

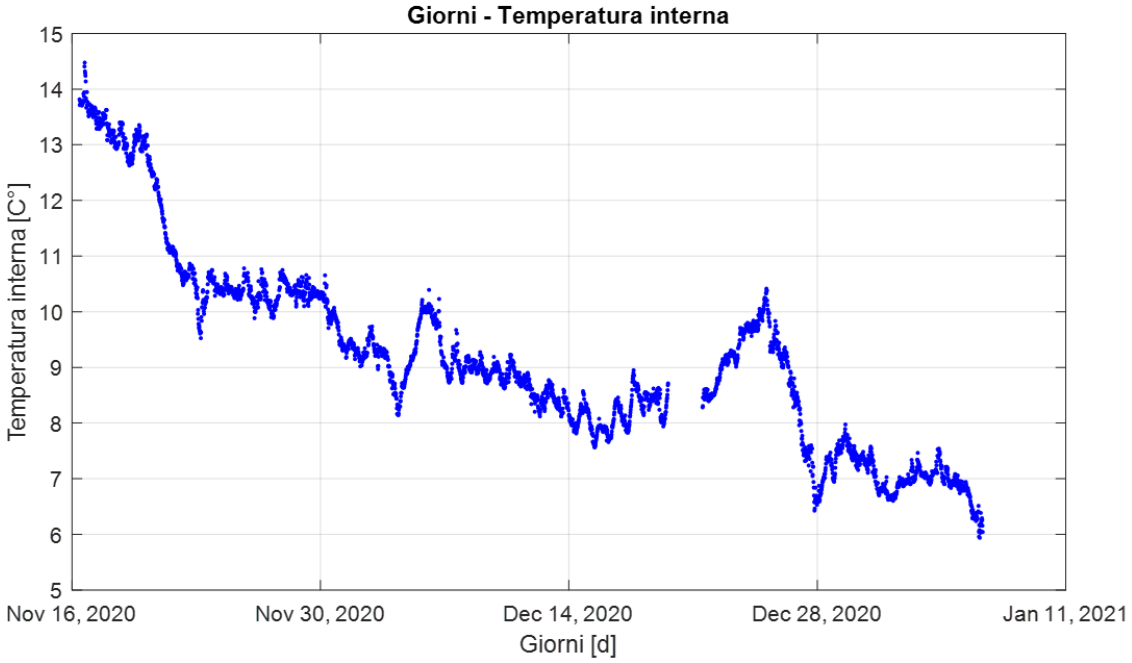


Figura 98: Temperatura interna rilevata nel periodo di monitoraggio.

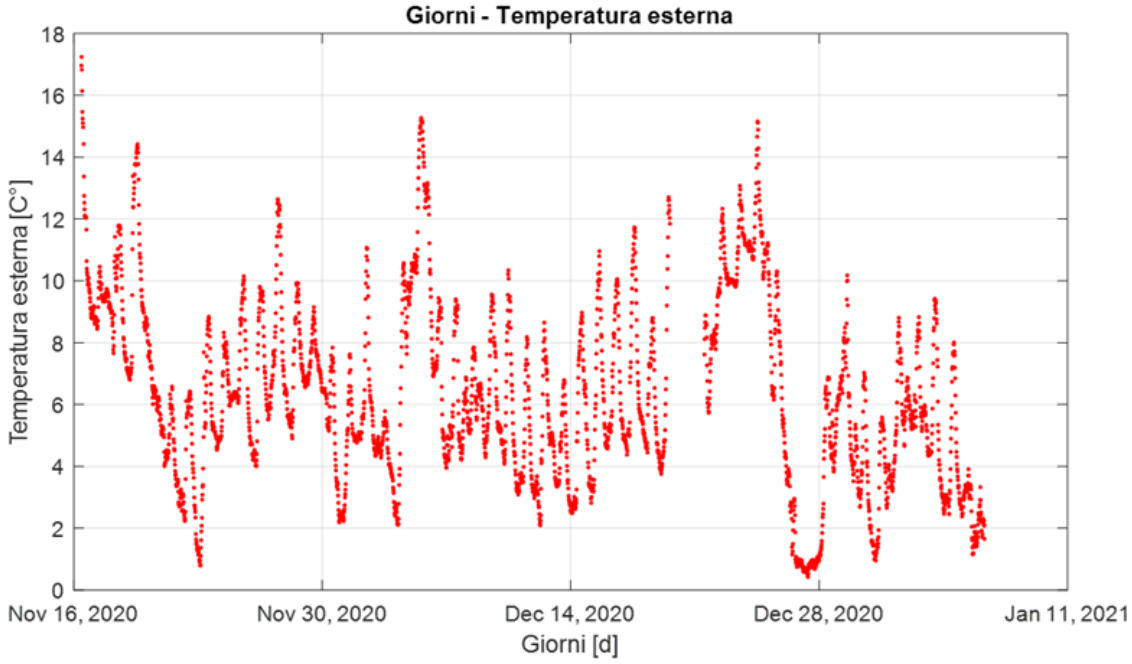


Figura 99: Temperatura esterna rilevata nel periodo di monitoraggio.

4.2. Analisi statistica descrittiva dei modi di vibrazione ottenuti

È stata condotta un'analisi statistica sui modi di vibrare ottenuti dal sistema di monitoraggio.

Dal precedente capitolo sono stati individuati otto modi di vibrare. Ognuno di essi rappresenta un campione di dati da indagare.

In primo luogo, per ogni set di dati è stata calcolata la frequenza media definita come:

$$\mu(x) = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} x_i$$

Dove:

- N è il numero delle osservazioni per ogni campione di dati
- x_i sono le generiche frequenze del campione di dati.

È stata calcolata poi la varianza per ogni campione. Questo parametro è dato dalla media aritmetica dei quadrati degli scarti:

$$\sigma^2 = \frac{1}{N-1}\sum_{i=1}^{N} (x_i - \mu(x))^2$$

La varianza da una misura di quanto i dati statistici si discostano dalla media. Più questo valore cresce più i dati sono dispersi.

Quindi è stata calcolata la deviazione standard definita come la radice quadrata della varianza:

$$\sigma(x) = \sqrt{\frac{1}{N-1}\sum_{i=1}^{N} (x_i - \mu(x))^2}$$

Sono stati calcolati anche ulteriori due parametri che sono la Moda e la Mediana.

La Moda è definita come il dato che corrisponde alla massima frequenza. Nel caso in cui una funzione abbia più di una moda si definisce plurimodale.

La mediana invece rappresenta il valore assunto dalle unità statistiche che si trovano a metà della distribuzione. Per un campione di dati disposti in ordine crescente se:

- Il numero di dati è dispari la mediana corrisponde al valore centrale
- Il numero di dati è pari corrisponde alla media aritmetica dei due dati centrali.

La distribuzione statistica che meglio si adatta ai valori medi è la legge di Gauss ed è stata applicata ai vari set di dati oggetto di studio.

La densità di probabilità associata alla distribuzione di Gauss è:

$$p(x) = \frac{1}{\sigma(x)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{x-\mu(x)}{\sigma(x)}\right]^2}$$

Alla densità di probabilità è anche associata una probabilità di non superamento che è definita come l'integrale della densità di probabilità.

$$P(x) = \int_{-\infty}^{a} p(x)dx = \int_{-\infty}^{a} \frac{1}{\sigma(x)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{x-\mu(x)}{\sigma(x)}\right]^2} dx$$

In cui $\mu(x)$ e $\sigma(x)$ rappresentano la media e la deviazione standard precedentemente definiti

Di seguito si riporta per ogni frequenza la curva gaussiana e in dettaglio i valori di media e varianza.

In Figura 100 si riporta la distribuzione normale della prima frequenza e in dettaglio vengono riportate la media e la varianza.

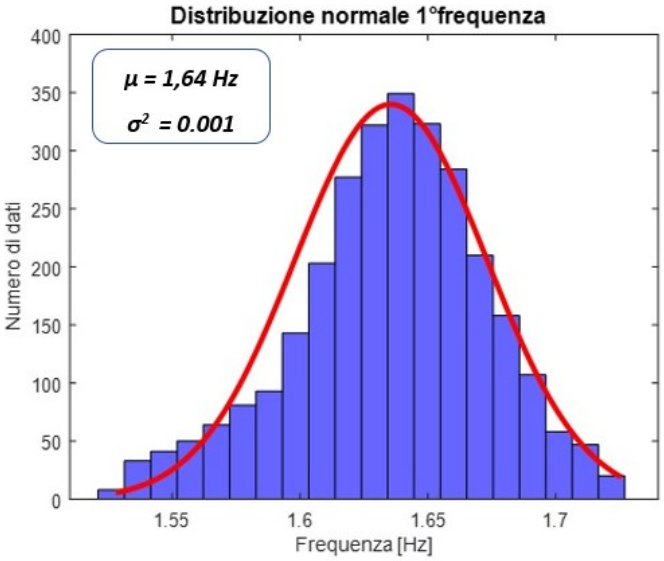


Figura 100: Distribuzione normale prima frequenza.

In Figura 101 si riporta la distribuzione normale della seconda frequenza e in dettaglio vengono riportate la media e la varianza.

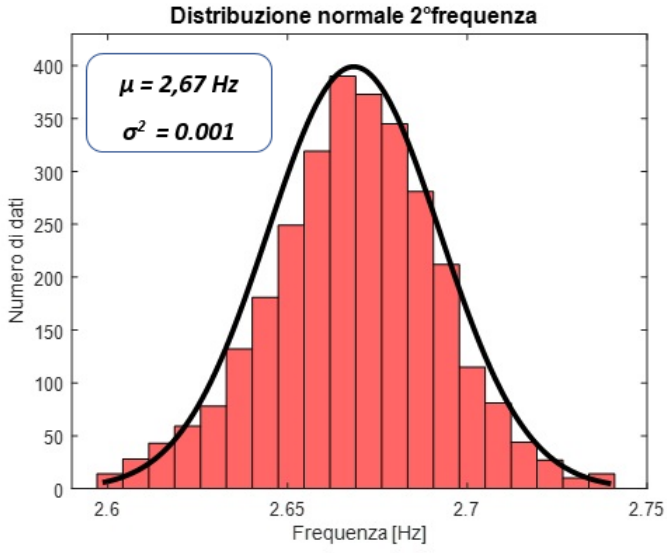


Figura 101: Distribuzione normale seconda frequenza.

In Figura 102 si riporta la distribuzione normale della terza frequenza e in dettaglio vengono riportate la media e la varianza.

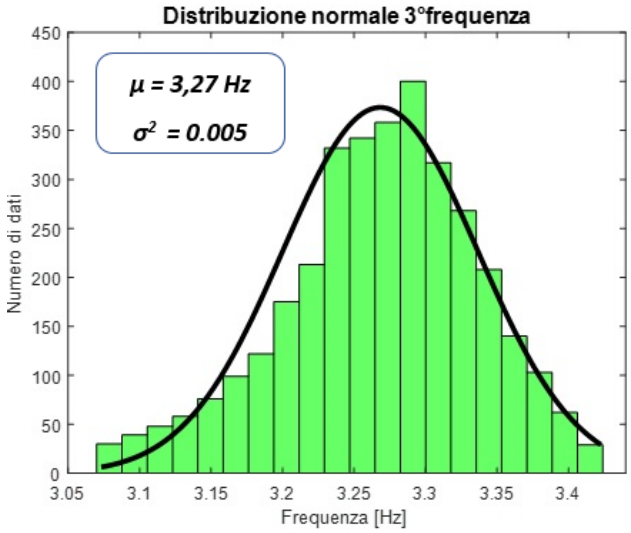


Figura 102: Distribuzione normale terza frequenza.

In Figura 103 si riporta la distribuzione normale della quarta frequenza e in dettaglio vengono riportate la media e la varianza.

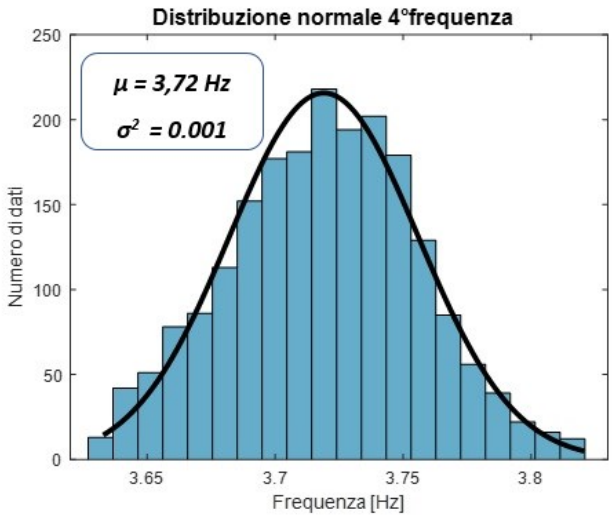


Figura 103: Distribuzione normale quarta frequenza.

In Figura 104 si riporta la distribuzione normale della quinta frequenza e in dettaglio vengono riportate la media e la varianza.

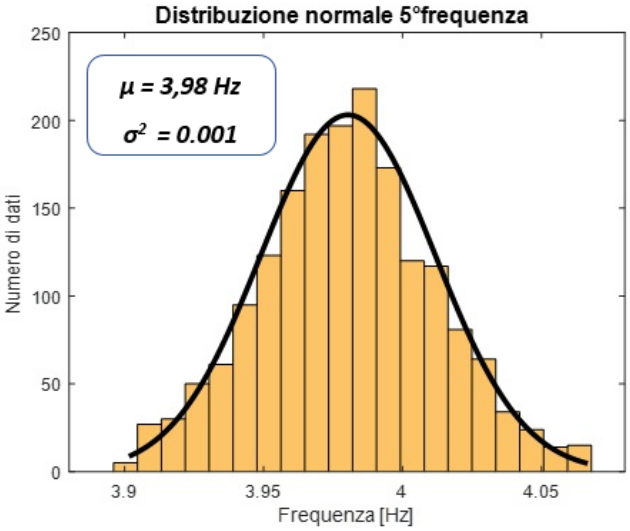


Figura 104: Distribuzione normale quinta frequenza.

In Figura 105 si riporta la distribuzione normale della sesta frequenza e in dettaglio vengono riportate la media e la varianza.

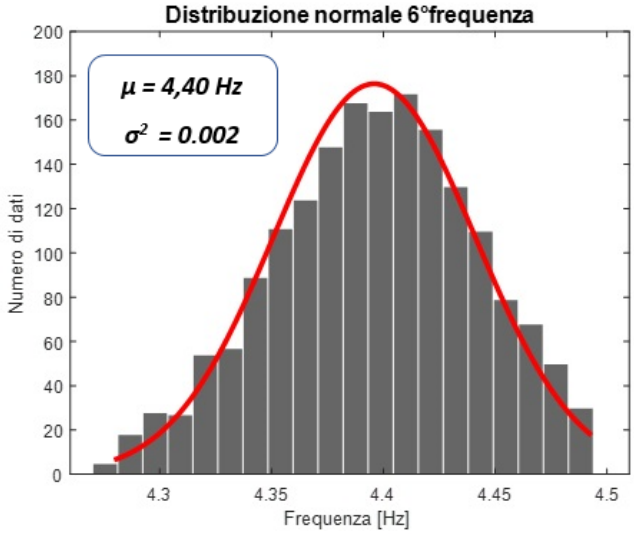


Figura 105: Distribuzione normale sesta frequenza.

In Figura 106, si riportano i parametri statistici della settima frequenza individuata. Si può notare come questa frequenza mostri una tendenza anomala. Essendo determinanti i valori massimi, una rappresentazione più consona potrebbe essere offerta da una distribuzione lognormale.

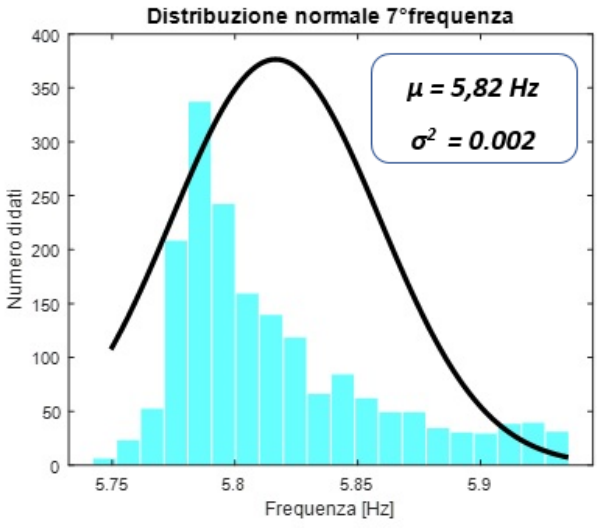


Figura 106: Distribuzione normale settima frequenza.

In Figura 107 si riporta la distribuzione normale dell'ottava frequenza e in dettaglio vengono riportate la media e la varianza.

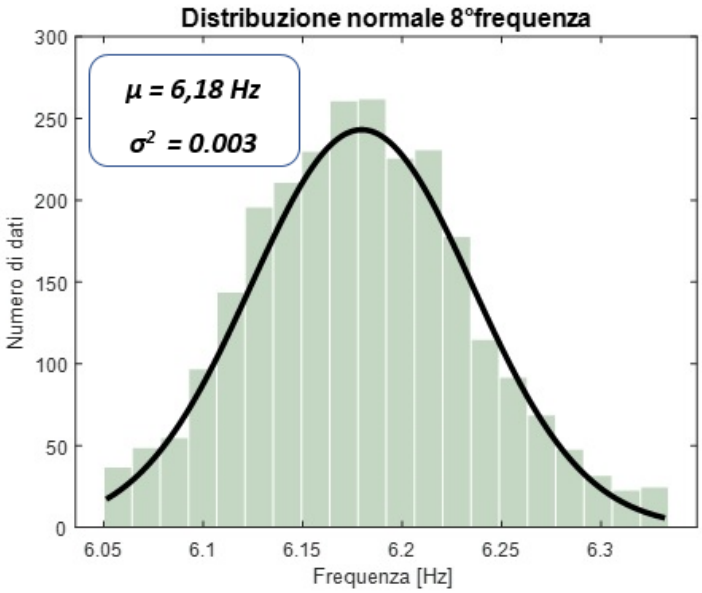


Figura 107: Distribuzione normale ottava frequenza.

In Tabella 25 sono sintetizzati i parametri statistici delle forme modali individuate.

Tabella 25: Sintesi dei parametri statistici.

PARAMETRI STATISTICI DELLE FORME MODALI INDIVIDUATE							
Forme modali	***Numero osservazioni [n]***	***Percentuale di rilevazione [%]***	***Frequenza Media [Hz]***	***Varianza [-]***	***Deviazione Standard [-]***	***Moda [-]***	***Mediana [-]***
1° Modo	2848	83.72	1.64	0.001	0.037	1.588	1.64
2° Modo	2984	87.71	2.67	0.001	0.024	2.641	2.67
3° Modo	3318	97.53	3.27	0.005	0.068	3.146	3.27
4° Modo	2040	59.96	3.72	0.001	0.037	3.689	3.72
5° Modo	1800	52.91	3.98	0.001	0.031	3.902	3.98
6° Modo	1784	52.44	4.40	0.002	0.045	4.349	4.40
7° Modo	1815	53.35	5.82	0.002	0.042	5.749	5.80
8° Modo	2566	75.43	6.18	0.003	0.056	6.110	6.18

Nell'istogramma di Figura 108, si riportano in forma grafica le percentuali di osservazioni delle frequenze individuate.

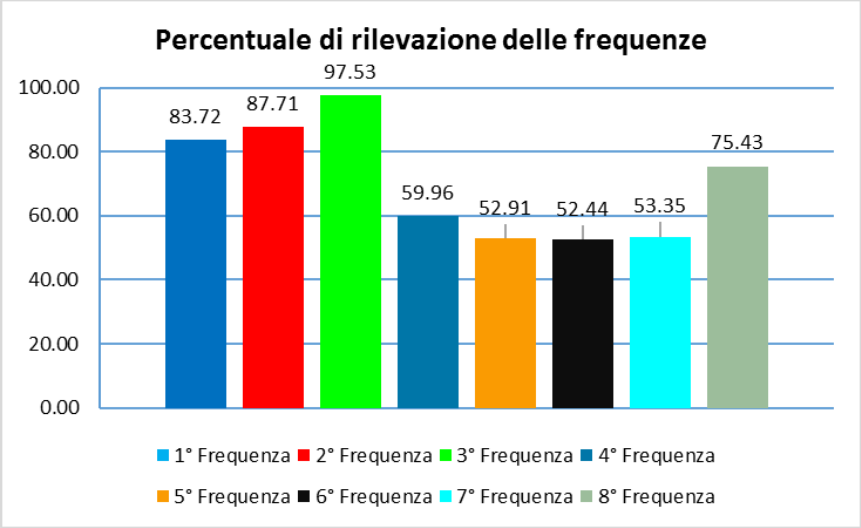


Figura 108: Rappresentazione grafica della percentuale di frequenze rilevate nel periodo oggetto di studio.

In Tabella 26, si riporta il confronto tra le forme modali identificate nella fase di identificazione dinamica globale e quelle ottenute dal monitoraggio.

Si può notare che il primo modo derivante dall'identificazione dinamica globale non è stato rilevato dal monitoraggio, in quanto i sensori sono stati disposti ortogonalmente alla facciata, ed essendo questo modo trasversale nell'altra direzione non è stato colto.

La prima forma modale rilevata invece dal sistema di monitoraggio ha una frequenza di 1,64 Hz e viene rilevata nell'83,7% dei casi. Non essendo emersa preliminarmente si suppone che probabilmente appartenga ad un modo locale della facciata. Per poter essere colta il sistema di sensori proposto, dovrà essere implementato con un accelerometro posto ortogonalmente a questa parete.

Le altre cinque forme modali rilevate dall'identificazione dinamica globale invece vengono confermate dal sistema di SHM con una differenza tra le frequenze medie minima. Questo aspetto è di fondamentale importanza perché conferma l'efficacia del sistema di monitoraggio proposto.

Infine, sono state rilevate dal sistema SHM altre due forme modali, la settima e l'ottava alla frequenza di 5,82 Hz e 6,18 Hz rispettivamente. Non essendo state identificate preliminarmente, dovranno essere oggetto di studio per eventuali sviluppi futuri.

Tabella 26: Confronto tra le forme modali individuate nell'identificazione dinamica globale e nel monitoraggio.

CONFRONTO FREQUENZE IDENTIFICAZIONE vs MONITORAGGIO			
Forma modale	*Frequenze Identificazione dinamica globale [Hz]*	*Frequenze Monitoraggio [Hz]*	*Δf*
1° Modo	2.15	1.64	-
2° Modo	2.62	2.67	0.05
3° Modo	3.33	3.27	0.06
4° Modo	3.66	3.72	0.06
5° Modo	3.96	3.98	0.02
6° Modo	4.36	4.40	0.04
7° Modo	-	5.82	-
8° Modo	-	6.18	-

4.3. Studio dei modi di vibrare con i parametri ambientali

Una volta che sono state individuate tutte le frequenze sono state messe in relazione con alcuni parametri tra cui:

- Frequenza – Giorni;
- Frequenza – Ora;

I parametri sopra indicati sono stati studiati attraverso il diagramma scatola baffi che è una rappresentazione adottata in statistica per descrivere la distribuzione di eventi relativi ad un campione esaminato, di cui un esempio è riportato in Figura 109. Gli estremi del rettangolo in blu corrispondono al primo e al terzo quartile, mentre il valore in rosso corrisponde al secondo quartile cioè la mediana. I baffi sono i prolungamenti del rettangolo che portano ad individuare due valori il massimo e il minimo. Con una crocetta rossa sono riportati invece i valori anomali. Questa tipologia di rappresentazione è molto utile per valutare rapidamente i macro-comportamenti di un campione.

Figura 109: Esempio di diagramma scatola baffi.

Inoltre, con dei grafici a dispersone sono stati valutati i seguenti andamenti:

- Frequenza - Temperatura interna;
- Frequenza - Temperatura Esterna;
- Frequenza – Smorzamento;
- Frequenza – Arms;
- Frequenza - Accelerazione massima.

4.3.1. Analisi primo modo

In relazione alla prima frequenza dal diagramma a) di Figura 110 emerge una significativa variabilità delle frequenze rilevate giornalmente con particolare riferimento alla prima settimana di osservazione, in particolare tra il 16 e il 23 novembre si assiste ad una progressiva crescita della frequenza media per poi oscillare con meno variabilità per le successive tre settimane fino al periodo tra il 23 e il 25 dicembre, cui si assiste ad un calo evidente, per poi riprendere a salire negli ultimi dieci giorni di osservazione. Viceversa, dal diagramma b) di Figura 110 non emerge nessuna variazione sostanziale delle frequenze individuate in relazione all'ora.

Nei parametri confrontati in Figura 111 e in Figura 112 non emerge nessuna sostanziale correlazione.

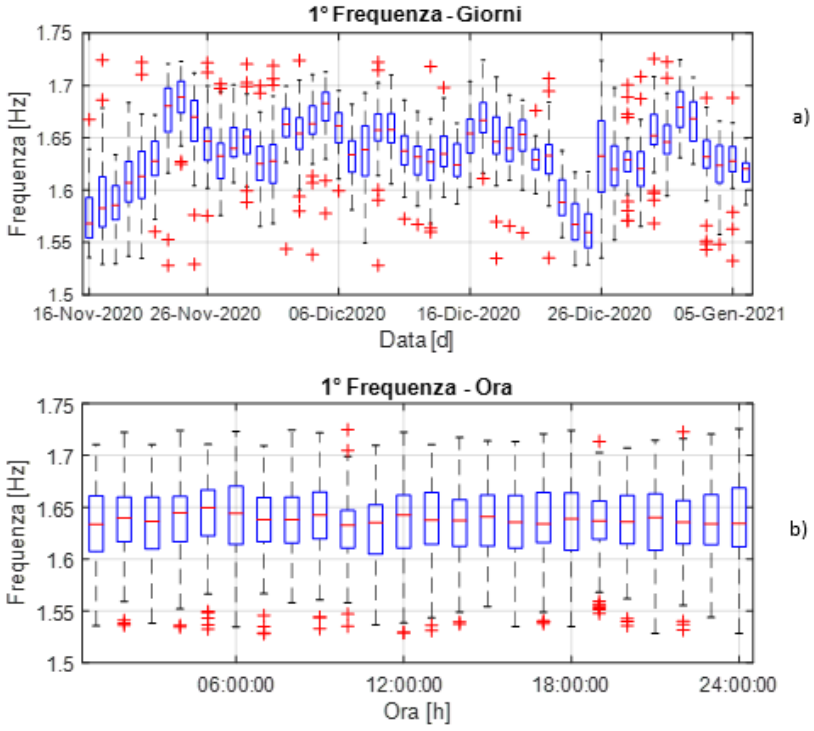


Figura 110: Diagramma scatole baffi: a) 1° Frequenza – Giorni; b) 1° Frequenza – ora.

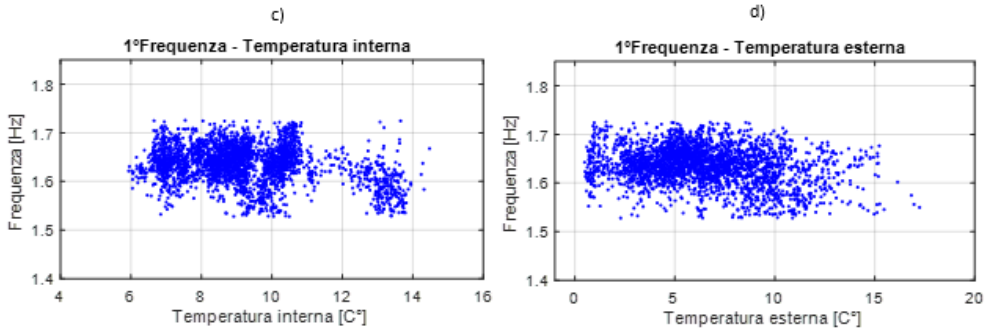


Figura 111: c) 1° Frequenza - Temperatura Interna; d) 1° Frequenza - Temperatura Esterna.

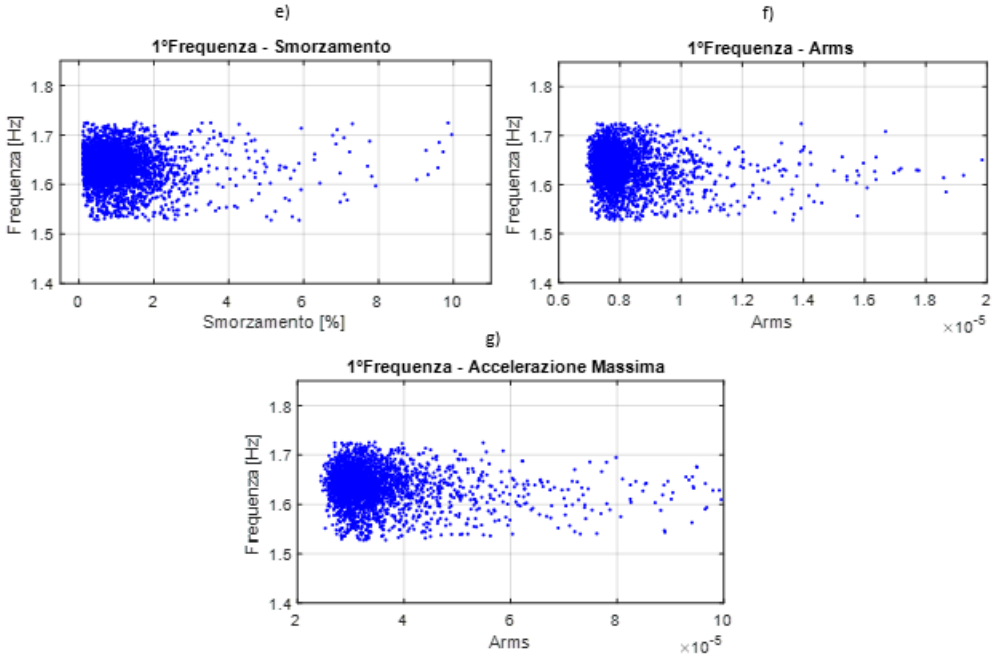


Figura 112: e) 1° Frequenza – Smorzamento; f) 1° Frequenza – Arms; g) 1° Frequenza Accelerazione - massima.

4.3.2. Analisi secondo modo

Per quanto concerne il primo grafico di Figura 113 emerge una leggera variabilità delle frequenze giornaliere. In dettaglio, si può notare una diminuzione costante della frequenza media nella prima settimana di monitoraggio fino al 24 novembre per poi ricrescere, mentre una sostanziale deviazione dal comportamento medio si nota anche tra il 28 e il 29 dicembre. Dal secondo grafico della medesima figura si nota una piccola diminuzione delle frequenze intorno alle ore centrali del giorno per poi aumentare in corrispondenza delle ore notturne.

Nei parametri confrontati in Figura 114 e in Figura 115 non emerge nessuna sostanziale correlazione.

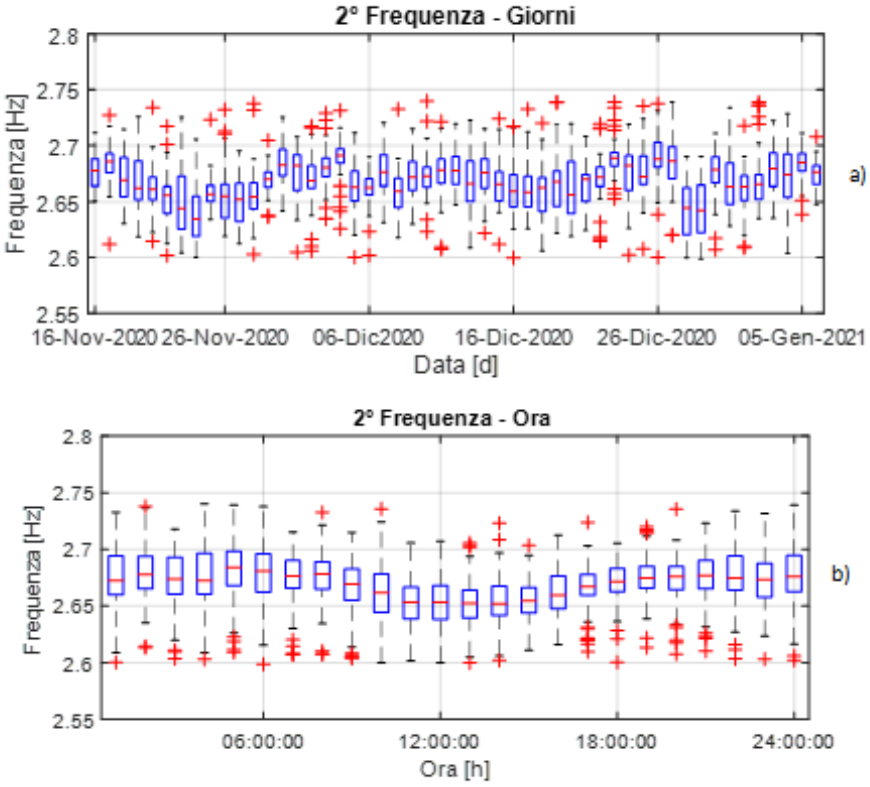


Figura 113: Diagramma scatole baffi: a) 2° Frequenza – Giorni; b) 2° Frequenza – ora.

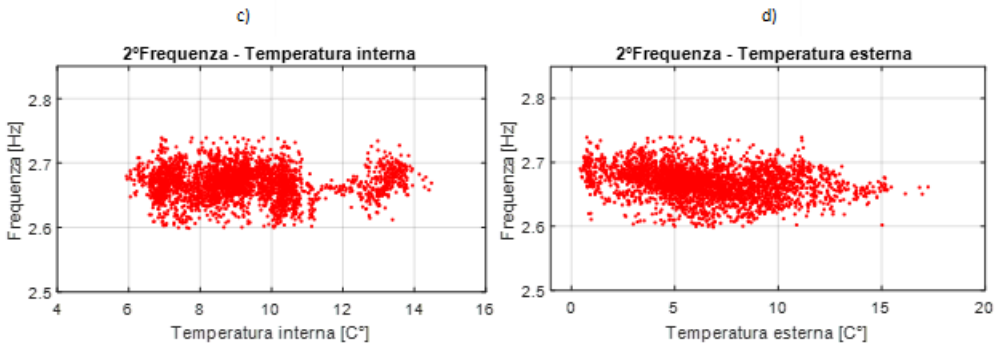


Figura 114: c) 2° Frequenza - Temperatura Interna; d) 2° Frequenza - Temperatura Esterna.

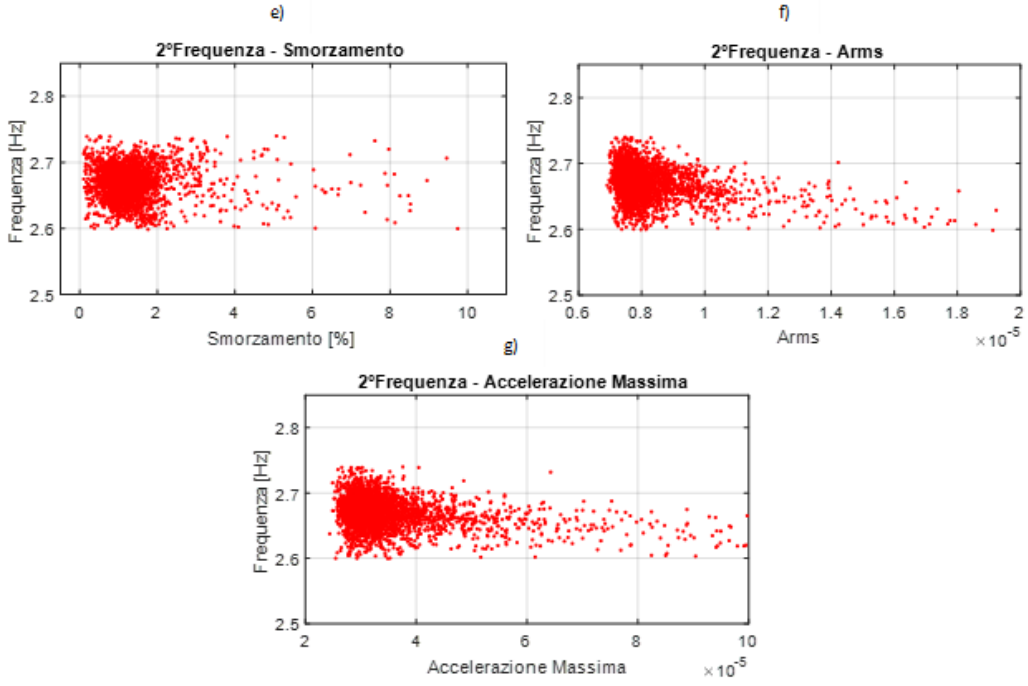


Figura 115: e) 2° Frequenza – Smorzamento; f) 2° Frequenza – Arms; g) 2° Frequenza Accelerazione - massima.

4.3.3. Analisi terzo modo

Per quanto concerne il terzo modo, come si può notare dal primo grafico di Figura 116 emerge una significativa variabilità delle frequenze rilevate giornalmente. Si nota una crescita sostanziale della frequenza media nel periodo dal 23 al 25 novembre in antitesi con quanto osservato per il secondo modo di vibrare, mentre si nota un decadimento della frequenza media dal 23 al 25 dicembre. Invece, dal diagramma b) di Figura 116 non emerge nessuna variazione sostanziale delle frequenze con l'ora.

Nei parametri confrontati in Figura 117 e in Figura 118 non emerge nessuna sostanziale correlazione.

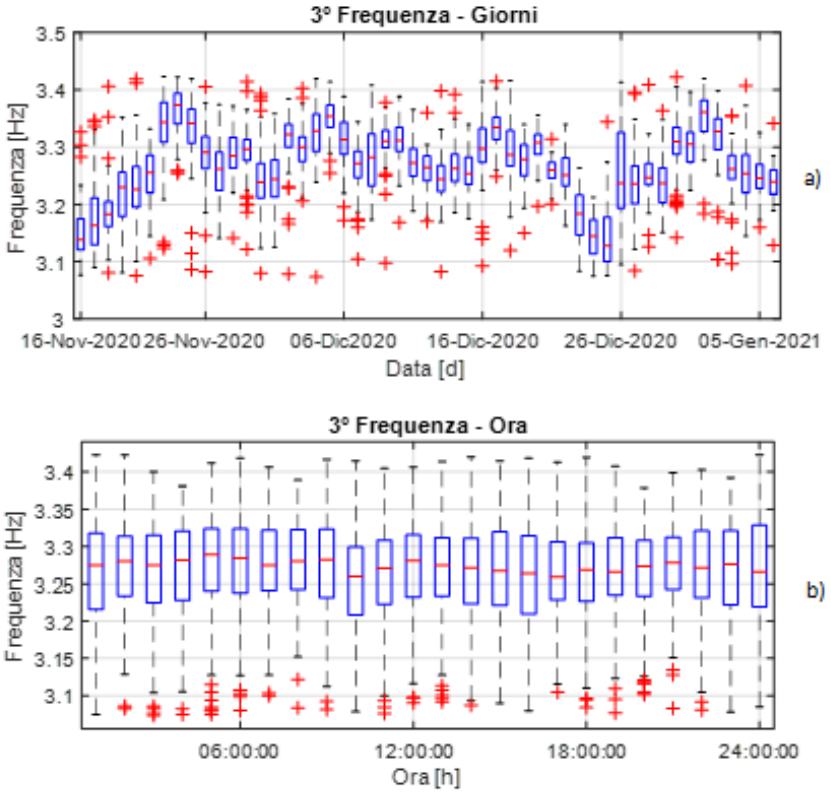


Figura 116: Diagramma scatole baffi: a) 3° Frequenza – Giorni; b) 3° Frequenza – ora.

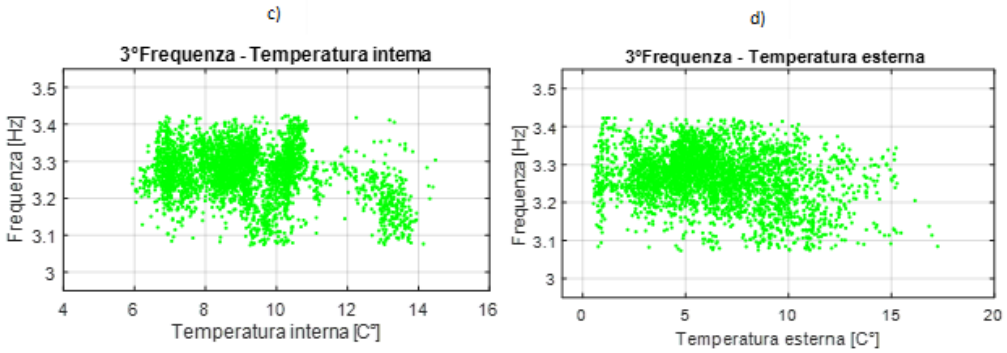


Figura 117: c) 3° Frequenza - Temperatura Interna; d) 3° Frequenza - Temperatura Esterna.

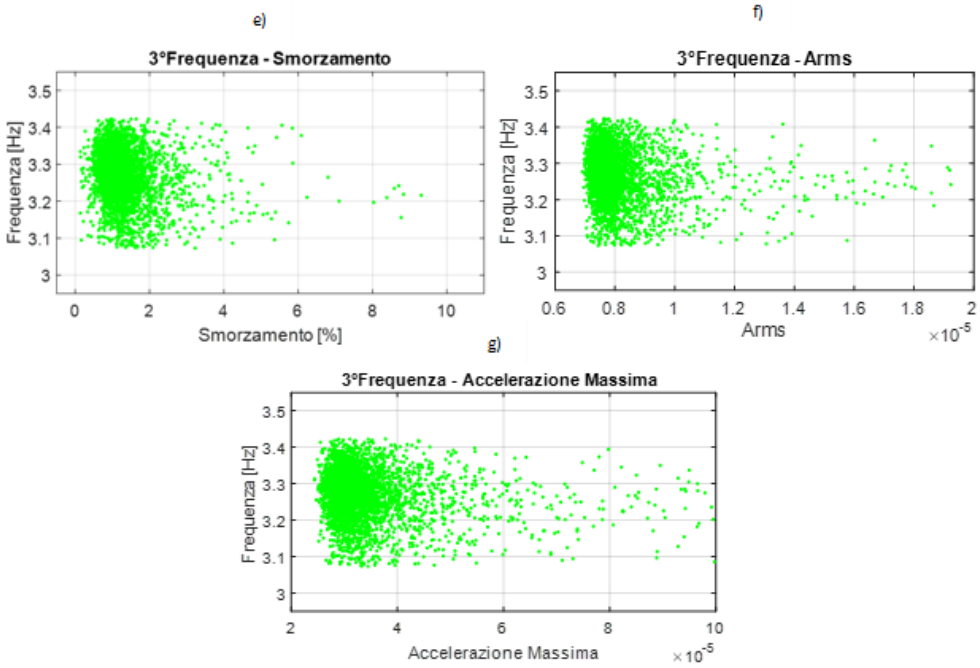


Figura 118: e) 3° Frequenza – Smorzamento; f) 3° Frequenza – Arms; g) 3° Frequenza Accelerazione - massima.

4.3.4. Analisi quarto modo

Per quanto riguarda la quarta frequenza, dal primo grafico di Figura 119 si può notare un andamento molto simile a quello della seconda frequenza, in particolare si assiste inizialmente ad un calo del valore medio della frequenza fino al 24 novembre e sempre in analogia con il diagramma di Figura 113 si nota un netto calo della frequenza media tra il 28 e il 29 dicembre. Si nota una certa similitudine anche per quanto concerne il secondo grafico di Figura 119 con una diminuzione delle frequenze nelle ore centrali e un conseguente aumento nelle ore notturne.

Per quanto concerne i diagrammi riportati in Figura 120 e in Figura 121 non sono evidenti significative correlazioni.

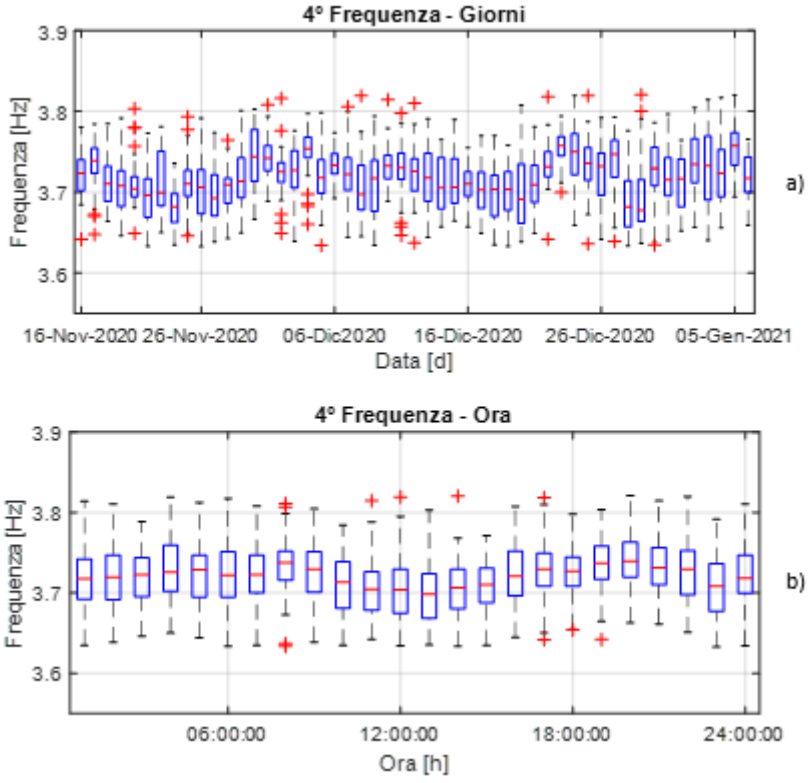


Figura 119: Diagramma scatole baffi: a) 4° Frequenza – Giorni; b) 4° Frequenza – ora.

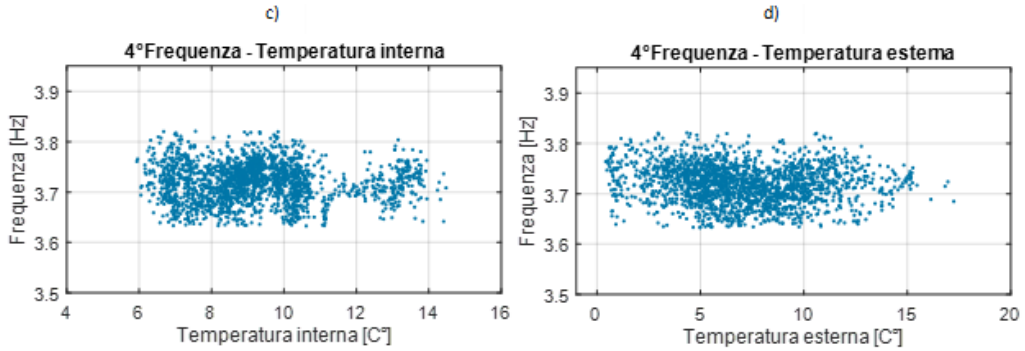


Figura 120: c) 4° Frequenza - Temperatura Interna; d) 4° Frequenza - Temperatura Esterna.

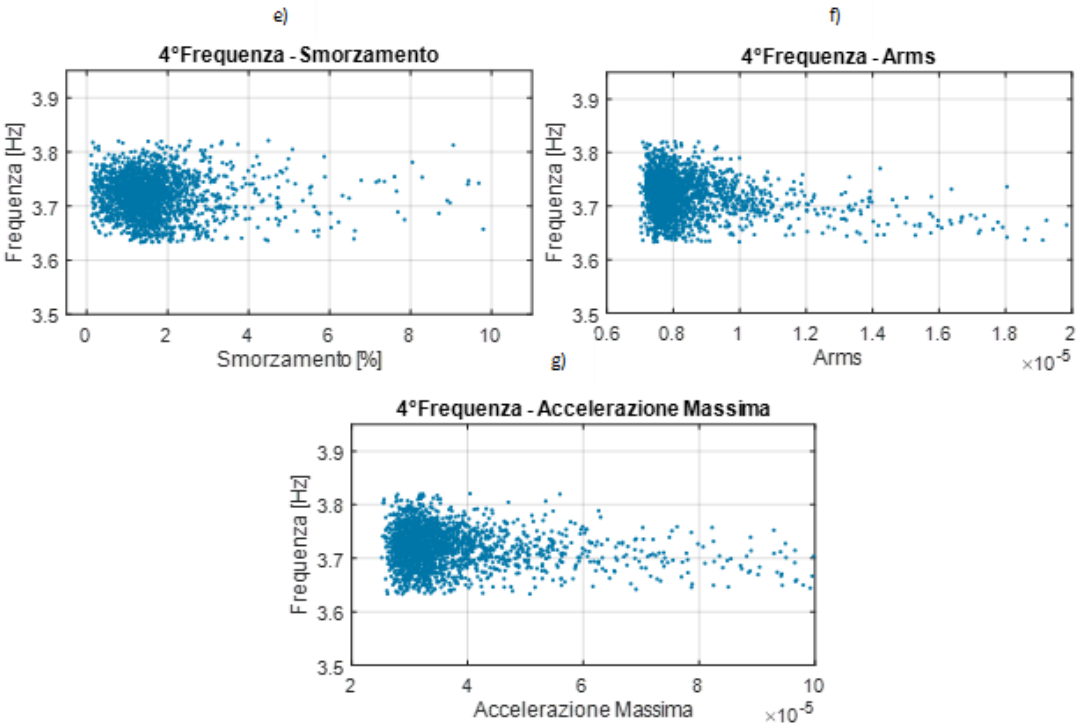


Figura 121: e) 4° Frequenza – Smorzamento; f) 4° Frequenza – Arms; g) 4° Frequenza Accelerazione – massima.

4.3.5. Analisi quinto modo

Nella quinta frequenza individuata dal sistema di monitoraggio, si possono trarre le medesime considerazioni effettuate per il secondo e il quarto modo. Con un decadimento nella prima settimana del monitoraggio per poi rimanere più o meno stabile nelle successive tre settimane. Anche qui risulta evidente un decadimento nel periodo tra il 28 e il 29 dicembre per poi tornare ad assumere valori stabili fino al 6 gennaio. Le medesime considerazioni possono essere condotte per la il grafico b) in cui appare un lieve calo della frequenza nelle ore diurne per poi crescere leggermente nelle ore notturne.

Per quanto riguarda i diagrammi di Figura 123, Figura 124 come per gli altri modi di vibrare, non sono presenti correlazioni significative.

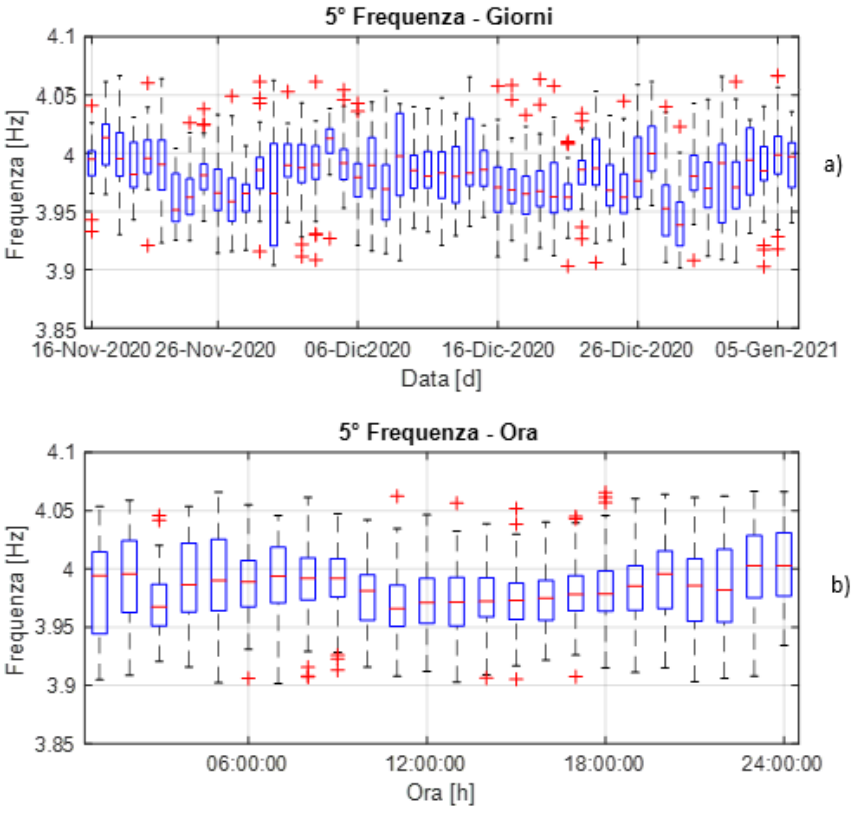


Figura 122: Diagramma scatole baffi: a) 5° Frequenza – Giorni; b) 5° Frequenza – ora.

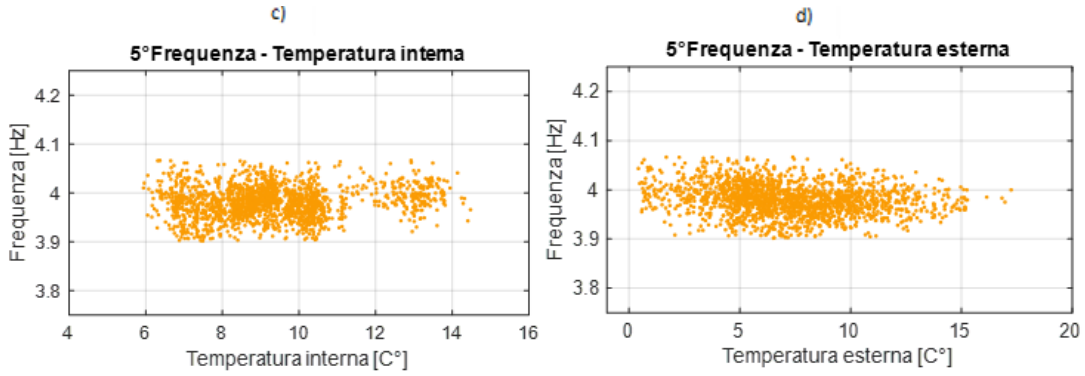


Figura 123: c) 5° Frequenza - Temperatura Interna; d) 5° Frequenza - Temperatura Esterna.

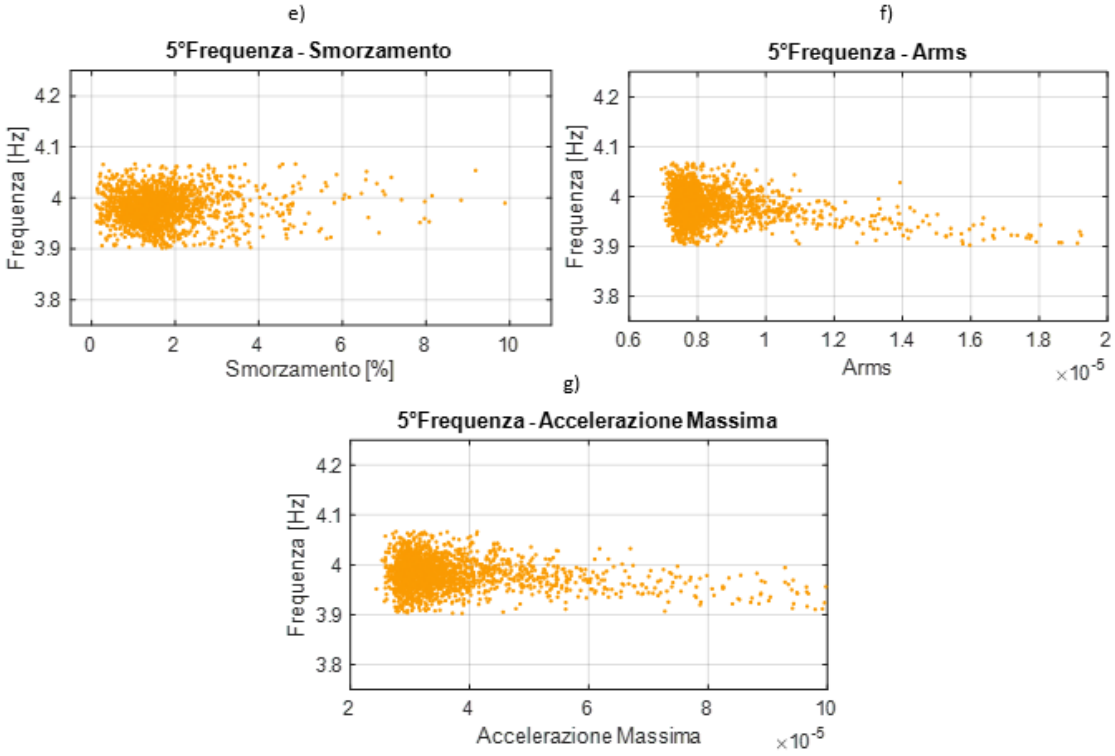


Figura 124: e) 5° Frequenza – Smorzamento; f) 5° Frequenza – Arms; g) 5° Frequenza Accelerazione – massima.

4.3.6. Analisi sesto modo

Anche nel sesto modo, come mostrato nel diagramma di Figura 125, possono essere fatte considerazioni analoghe. I valori più alti vengono assunti attorno al 6 dicembre e tra il 24 e il 25 dicembre. Viceversa, si assiste ad un sostanziale calo durante la prima settimana di osservazione e tra il 26 e il 28 dicembre. Da un punto di vista orario, non sono presenti fluttuazioni significative, cosi come per quanto riguarda i parametri ambientali, in Figura 126 e in Figura 127.

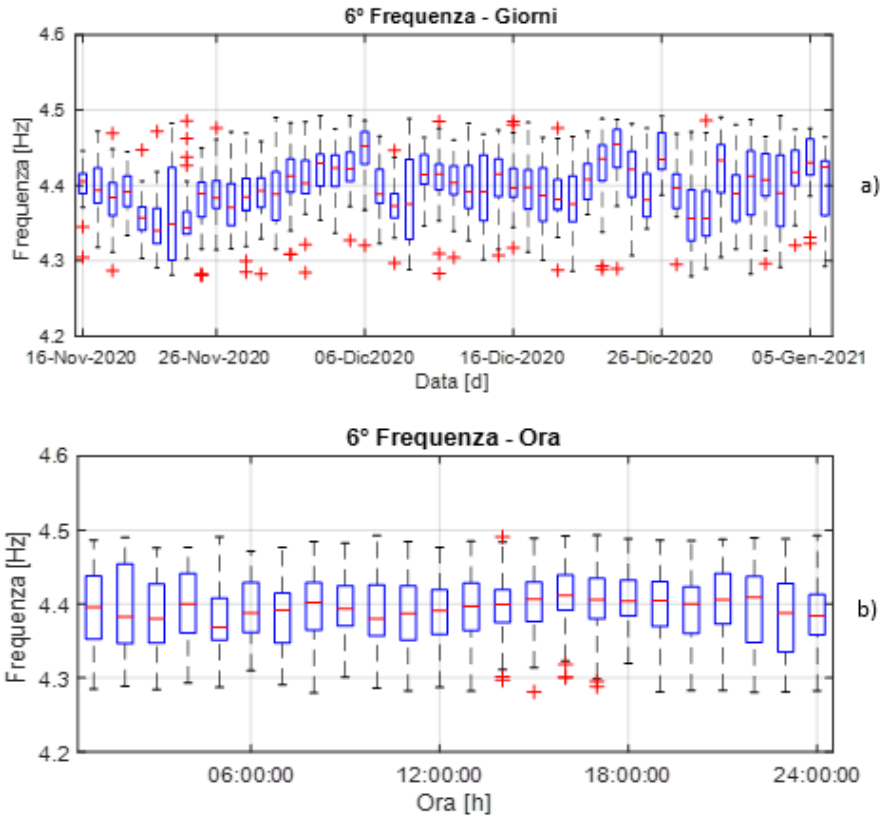


Figura 125: Diagramma scatole baffi: a) 6° Frequenza – Giorni; b) 6° Frequenza – ora.

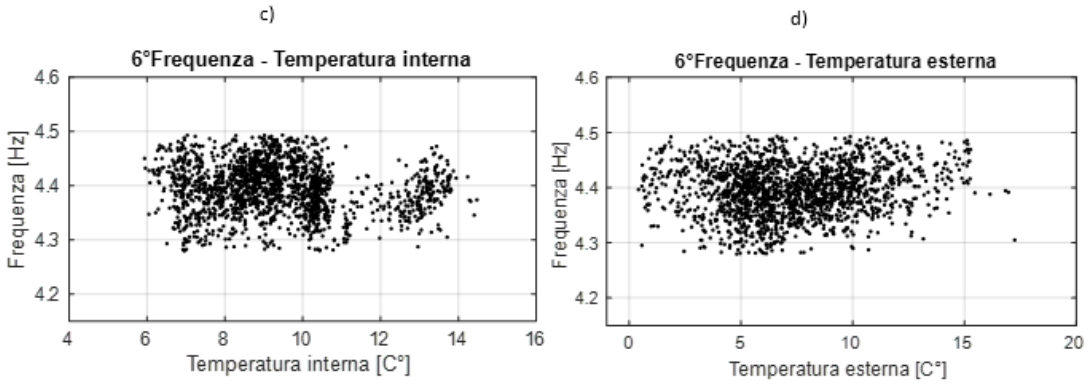


Figura 126: c) 6° Frequenza - Temperatura Interna; d) 6° Frequenza - Temperatura Esterna.

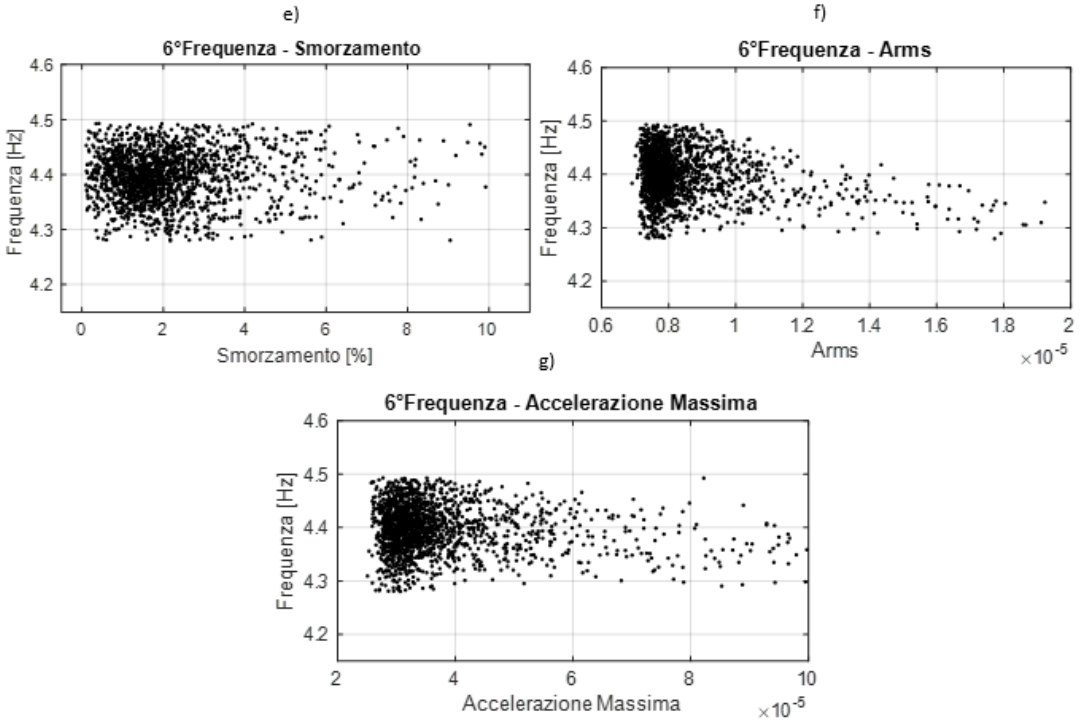


Figura 127: e) 6° Frequenza – Smorzamento; f) 6° Frequenza – Arms; g) 6° Frequenza Accelerazione – massima.

4.3.7. Analisi settimo modo

Come evidenziato anche nel paragrafo 4.2, la settima frequenza è caratterizzata da una tendenza anomala. In particolare, nel grafico a di Figura 128 dal 21 dicembre, si può notare un significativo cambio di tendenza rispetto alle prime cinque settimane di monitoraggio. Per quanto riguarda il secondo grafico della medesima figura il valore medio resta più o meno sempre costante, però è evidente la presenza di un buon numero di componenti anomale. Al pari delle altre frequenze rilevate non risultano evidenti particolari correlazioni con i parametri ambientali per il periodo oggetto di studio come si evince dai diagrammi di Figura 129 e Figura 130.

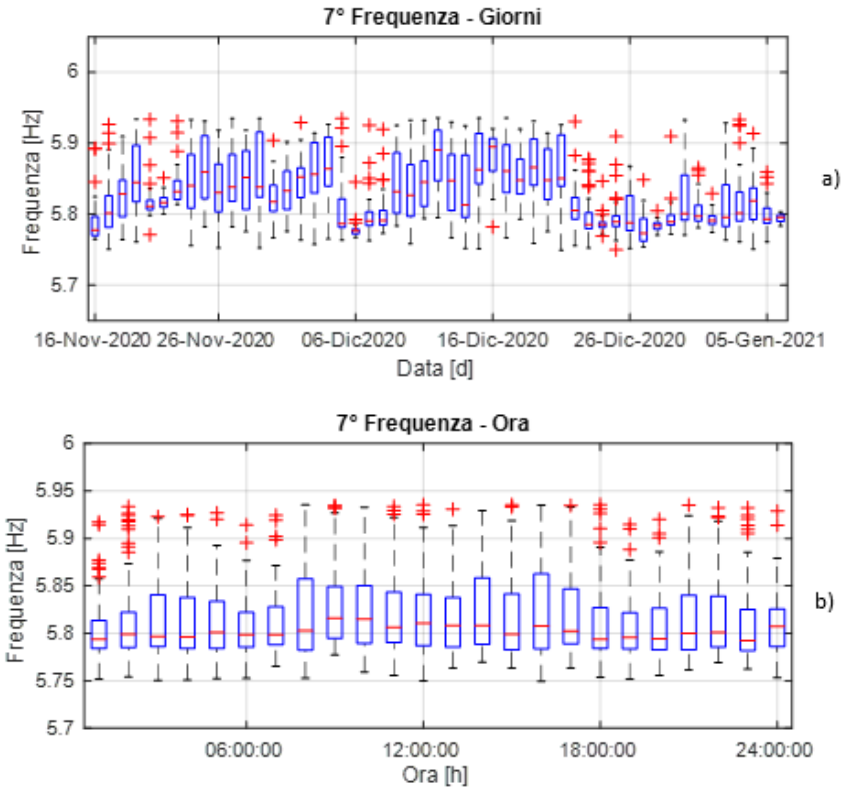


Figura 128: Diagramma scatole baffi: a) 7° Frequenza – Giorni; b) 7° Frequenza – ora.

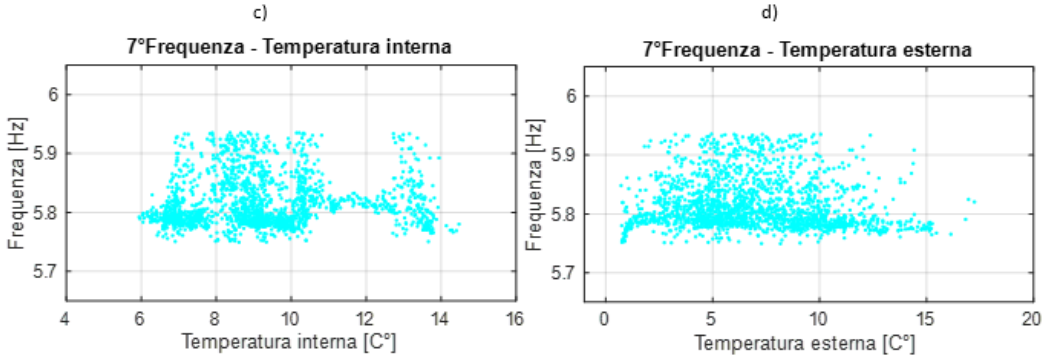


Figura 129: c) 7° Frequenza - Temperatura Interna; d) 7° Frequenza - Temperatura Esterna.

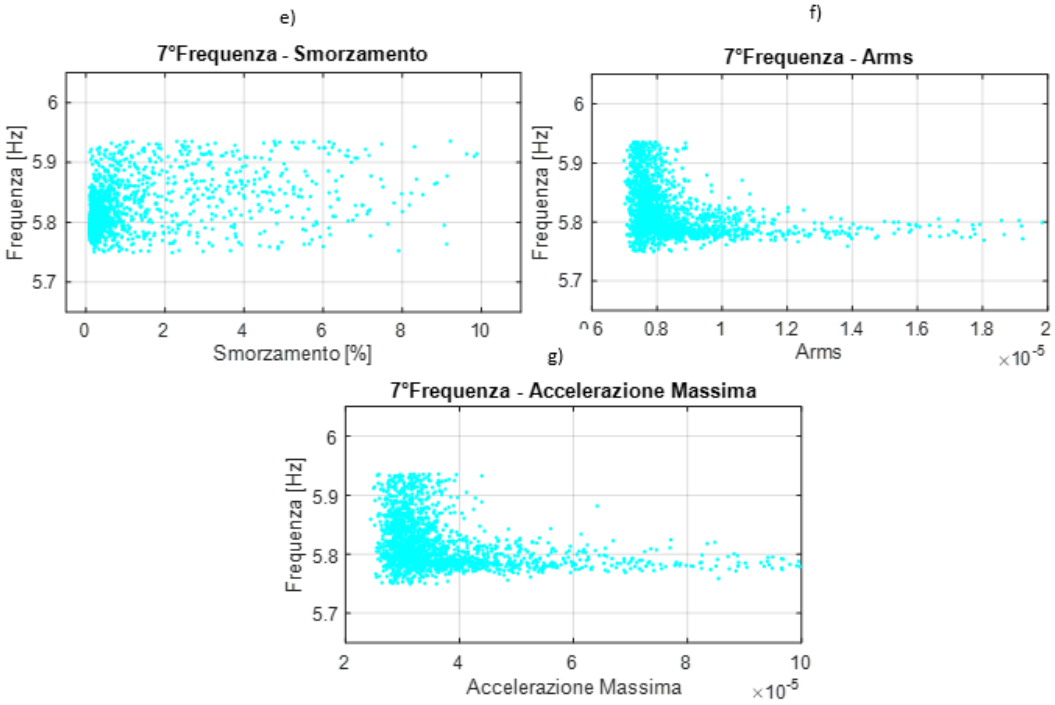


Figura 130: e) 7° Frequenza – Smorzamento; f) 7° Frequenza – Arms; g) 7° Frequenza Accelerazione – massima.

4.3.8. Analisi ottavo modo

Anche per questa ottava forma modale, vengono confermate le osservazioni fatte in precedenza. Si notano i medesimi punti di minimo osservati per la seconda, la quarta la quinta e la sesta frequenza. Anche in questo caso nelle ore diurne si assiste ad una leggera diminuzione del valore medio della frequenza per poi crescere nelle ore notturne. Per quanto riguarda le correlazioni con i parametri ambientali, globalmente non emerge nessuna sostanziale dipendenza come si può notare nei grafici di Figura 132 e Figura 133.

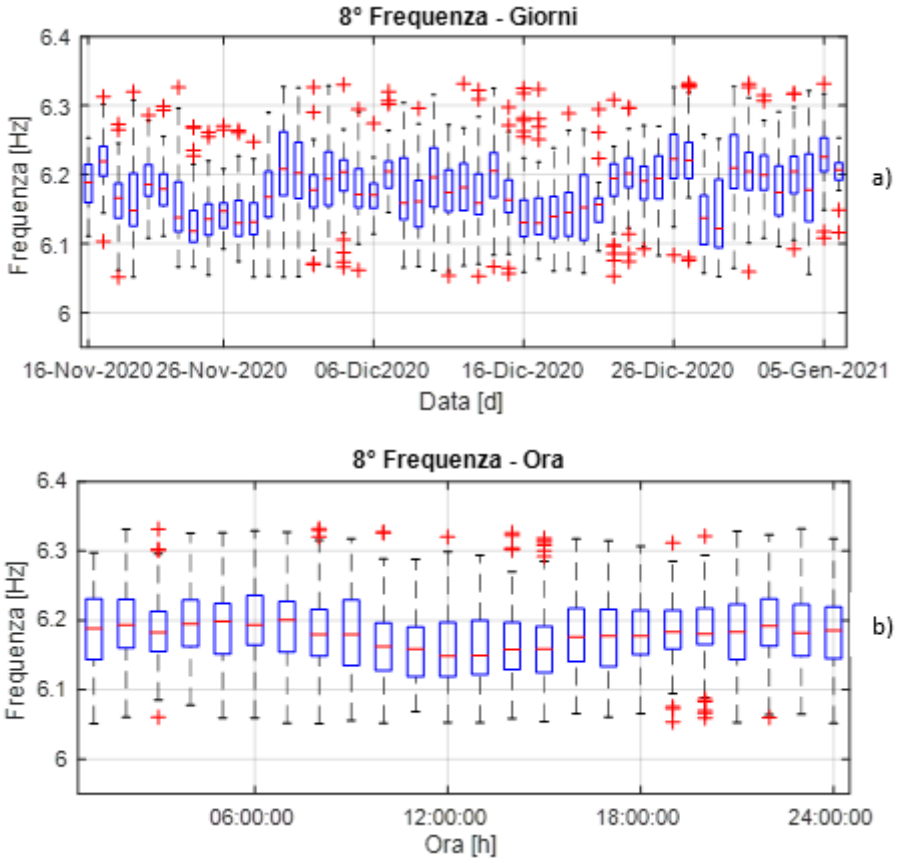


Figura 131: Diagramma scatole baffi: a) 8° Frequenza – Giorni; b) 8° Frequenza – ora.

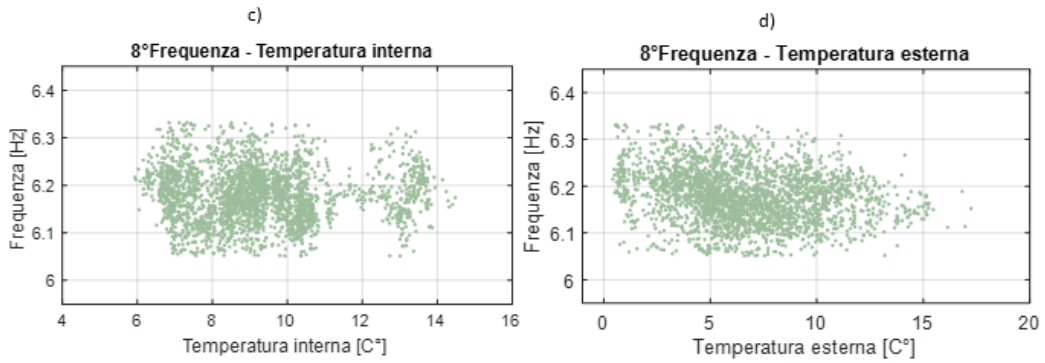


Figura 132: c) 8° Frequenza - Temperatura Interna; d) 8° Frequenza - Temperatura Esterna.

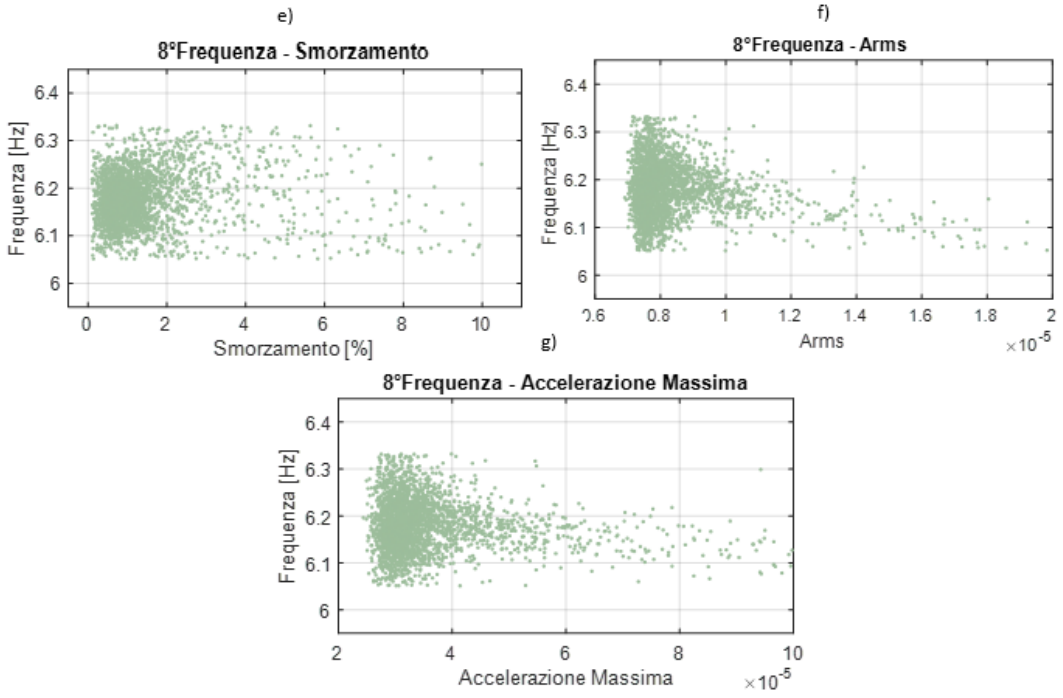


Figura 133: e) 8° Frequenza – Smorzamento; f) 8° Frequenza – Arms; g) 8° Frequenza Accelerazione – massima.

CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Il presente lavoro di tesi ha visto lo studio e l'implementazione di una procedura automatica per il monitoraggio in continuo dei parametri modali che caratterizzano il comportamento dinamico della chiesa di Santa Maria in Via situata a Camerino. Inizialmente, è stata descritta la prima campagna sperimentale intrapresa e che ha visto svolgersi prove di vibrazione ambientale con lo scopo di caratterizzare approfonditamente il comportamento dinamico dell'intera struttura. Dopo di che, è stato affrontato e descritto il sistema di monitoraggio permanente installato nella chiesa. I dati registrati da tale sistema hanno fornito la base per lo sviluppo e l'implementazione della procedura automatica di estrazione dei parametri modali, parametri su cui attualmente si basa il controllo della salute strutturale della chiesa

A fronte di ciò è stata condotta una campagna di indagine dinamica che ha permesso di identificare la dinamica della chiesa nei confronti delle vibrazioni ambientali. In seguito, è stato predisposto un sistema di monitoraggio al fine di tenere sotto controllo l'evoluzione nel tempo delle caratteristiche dinamiche della struttura, con particolare attenzione alla dinamica della facciata.

Per indentificare i parametri modali, è stata dimostrata l'efficacia dell'algoritmo SSI-PC applicato alle time history acquisite che riesce a cogliere frequenze anche molto vicine tra loro. Un importante aspetto ha riguardato lo sviluppo di un algoritmo attraverso il software di calcolo Matlab per la procedura di identificazione automatica dei parametri modali a partire dal diagramma di stabilizzazione. Questo ha permesso di processare in poco tempo, e automaticamente, più di 3400 time history acquisite nel periodo dal 16 novembre al 6 gennaio; non sarebbe stato possibile acquisire un così vasto set di parametri se i dati avessero avuto bisogno dell'intervento di un operatore per la selezione dei risultati. Da questo punto di vista si è dimostrata l'efficacia dell'applicazione dell'analisi statistica di clustering gerarchico che ha consentito di monitorare nel tempo otto forme modali. In particolare, è stato possibile monitorare le cinque frequenze

individuate durante l'identificazione preliminare ad ottobre e seguire la loro variazione nel tempo in termini di frequenze seppur minima.

Tuttavia, per cogliere il primo modo traslazionale della chiesa è necessario monitorare in futuro un ulteriore punto di misura. In generale, questa prima fase di monitoraggio ha consentito di gettare le basi per un posizionamento ottimale dei sensori e per la futura normalizzazione dei dati ai fini dell'ottenimento di un modello statistico rappresentativo delle condizioni attuali della struttura.

Le frequenze individuate sono state messe in relazione con diversi parametri come lo smorzamento, la temperatura interna ed esterna, l'accelerazione massima e l'accelerazione media efficace e sembra che il terzo modo torsionale sia il più sensibile ai parametri ambientali. Globalmente, per tutti i modi emergono dipendenze con questi parametri che è necessario continuare ad indagare in futuro. Sarà quindi opportuno monitorare l'edificio anche nel periodo estivo, in quanto per le sette settimane in cui è stato in funzione il sistema di monitoraggio la temperatura esterna, registrata con la termocoppia sul presidio di sicurezza, si è mantenuta quasi costantemente tra i 4 e i 10 gradi. Oltre all'introduzione di un numero maggiore di sensori accelerometrici, per cercare di capire meglio le dipendenze dalle condizioni ambientali, in futuro si potrà equipaggiare il sistema di monitoraggio anche con una stazione meteo.

Bibliografia

Boscato, G., Dal Cin, A., Russo, S., & Sciarretta, F. (2014). SHM of Historic Damaged Churches. *Advanced Materials Research, 838*, 2071-2078. doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.838-841.2071

Brincker, R., & Andersen, P. (2006). Understanding Stochastic Subspace Identification. *Conference Proceedings : IMAC-XXIV : A Conference & Exposition on Structural Dynamics Society for Experimental Mechanics.*, 1-7.

Brinker, R., Anderson, P., & Jacobsen, N.-J. (2007). Automated Frequency Domain Decomposition for Operational Modal Analysis. *Conference Proceedings: IMAC-XXIV: A Conference & Exposition on Structural Dynamics Society for Experimental Mechanics*, 1-8.

Casarin, F., & Modena, C. (2008). Seismic Assessment of Complex Historical Buildings: Application to Reggio Emilia Cathedral, Italy. *International Journal of Architectural, 2*, 304–327. doi:10.1080/15583050802063659

Chiorino, M. A., Spadafora, A., Calderini, C., & Lagomarsino, S. (2008). Modeling Strategies for the World's Largest Elliptical Dome at Vicoforte. *International Journal of Architectural Heritage, 2*, 274-303. doi:10.1080/15583050802063618

Coletta, G., Miraglia, G., Pecorelli, M., Ceravolo, R., Cross, E., Surace, C., & Worden, K. (2018). Use of the cointegration strategies to remove environmental effects from data acquired on historical buildings. *Engineering Structures, 183*, 1014 - 1026. doi:https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.044

Corradi, J., Salvucci, G., & Vitale., V. (2015). Analisi della vulnerabilità sismica dell'edificato italiano: tra demografia e "domografia" una proposta metodologica innovativa. *Ingenio*, 1-22.

Di Giulio, G., Vassallo, M., Boscato, G., Dal Cin, A., & Russo, S. (2014). Seismic monitoring by piezoelectric accelerometers of a damaged historical monument in downtown L'Aquila. *Annals og geophysics, 57*(6). doi:doi: 10.4401/ag-6671

Di Lorenzo, G., Formisano, A., Krstevska, L., & Landolfo, R. (2019). Ambient vibration test and numerical investigation on the St. Giuliano church in Poggio Picenze (L'aquila, Italy). *Journal of Civil Structural Health Monitoring , 9*, 477–490. doi:https://doi.org/10.1007/s13349-019-00361-8

F.Ramos, L., Aguilar, R., Lourenco, P. B., & Moreira, S. (2013). Dynamic structural health monitoring of Saint Torcato church. *Mechanical Systems and Signal Processing, 35*, 1-15. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.ymssp.2012.09.007

Farrar, C., & Worden, K. (2013). *Structural Health Monitoring a machine learning perspective.* New Delhi, India: Wiley.

Gade, S., Møller, N. B., Herlufsen, H., & Konstantin-Hansen, H. (2005). Frequency Domain Techniques for Operational Modal Analysis. *Sound and Vibration Measurements A/S*, 1-10.

Gentile, C., Ruccolo, A., & Canali., F. (2019). Continuous monitoring of the Milan Cathedral: dynamic characteristics and vibration-based SHM. *Journal of Civil Structural Health Monitoring, 9*, 671–688. doi:https://doi.org/10.1007/s13349-019-00361-8

Hinzen, K.-G., Fleischer, C., Schock-Werner, B., & Schweppe, G. (2012). Seismic Surveillance of Cologne Cathedral. *Seismological Research Letters, 83*(1), 9-22. doi:10.1785/gssrl.83.1.9

Iervolino, I., Baltzopoulos, G., Chioccarelli, E., & Suzuki, A. (2016). Preliminary study on strong motion data of the 2016 Central Italy seismic sequence V6. *Reluis*, 62.

Lacanna, G., Ripepe, M., Marchetti, E., Coli, M., & Garzonio, C. A. (2016). articleDynamic response of the Baptistery of San Giovanni in Florence, Italy, based on ambient

vibration test. *Journal of Cultural Heritage*. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.culher.2016.02.007

Leoni, G., & Gioiella, L. (2017). *Relazione tecnica illustrativa.*

Magalhães, F., Cunha, Á., & Caetano, E. (2008). Dynamic monitoring of a long span arch bridge. *Engineering Structures*, 3034–3044. doi:doi:10.1016/j.engstruct.2008.04.020

Magalhaes, F., Cunha, A., & Caetano, E. (2009). Online automatic identification of the modal parameters of a long span arch bridge. *Mechanical Systems and Signal Processing, 23*, 316-329. doi:doi:10.1016/j.ymssp.2008.05.003

Marche, R. (2007). Rimarcando 1997 - 2007: a 10 anni dal sisma.

Masciotta, M. G., Roque, J. C., Ramos, L. F., & Lourenço, P. B. (2016). A multidisciplinary approach to assess the health state of heritage structures: The case study of the Church of Monastery of Jerónimos in Lisbon. *Construction and Building Materials, 116*, 169-187. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.146

Møller, N., Gade, S., & Herlufsen, H. (2005). Stochastic Subspace Identification Technique in Operational Modal Analysis. *Brüel & Kjær Sound & Vibration Measurement A/S,*, 1-9.

Nielsen, F. (2016). *Introduction to HPC with MPI for Data Science.* Springer.

Pastor, M., Binda, M., & Harcarik, T. (2012). Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering, 48*, 543 – 548. doi:doi: 10.1016/j.proeng.2012.09.551

Petrucci, E. (s.d.). *Storia e restauri della chiesa di Santa Maria in Via a Camerino.*

Potenza, F., Federici, F., Lepidi, M., Vincenzo, G., Graziosi, F., & Colarieti, A. (2015). Long-term structural monitoring of the damaged Basilica S. Maria di Collemaggio through a low-cost wireless sensor network. *Journal of Civil Structural Health Monitoring, 5*. doi:10.1007/s13349-015-0146-3

Qin, S., Kang, J., & Wang, Q. (2016). Operational Modal Analysis Based on Subspace Algorithm with an Improved Stabilization Diagram Method. *Shock and Vibration*, 1-10. doi:http://dx.doi.org/10.1155/2016/7598965

Sabia, D., Aoki, T., Costanzo, D., Lancellotta, R., & Quattrone, A. (2017). Post-earthquake dynamic monitoring of Basilica of St. Nicholas of Tolentino. *Atti convegno Anidis*.

Shokravi, H., Shokravi, H., Bakhary, N., Koloor, S. S., & Petru, M. (2020). A Comparative Study of the Data-Driven Stochastic Subspace Methods for Health Monitoring of Structures: A Bridge Case Study. *Applied Science*, 1-17. doi:doi:10.3390/app10093132

Van Overschee, P., & De Moor, B. (1996). *Subspace identification for linear systems.* Leuven: Kluwer academic publishers.

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare anzitutto il Relatore di questa tesi: Prof. Ing. Fabrizio Gara per avermi coinvolto nell'attività di ricerca, per la disponibilità e la cortesia mostrate in questo periodo.

Ringrazio inoltre il Correlatore di questa tesi: Dott. Ing. Vanni Nicoletti, per i consigli e l'aiuto forniti durante la stesura del lavoro di tesi.

Un grazie particolare al Dott. Ing. Davide Arezzo per la pazienza, il costante sostegno e per l'aiuto sincero e incondizionato dimostrato durante l'attività di tirocinio.

Ringrazio anche il Dott. Ing. Leonardo Cipriani per il coinvolgimento durante lo svolgimento delle prove e per i consigli disinteressati.

Un grazie enorme va a Mamma e a Babbo, senza il vostro incessante incoraggiamento non ce l'avrei mai fatta a terminare questo percorso. Vi ringrazio perché ci siete sempre stati anche quando le cose non andavano, perché mi avete dato la forza di andare avanti nei momenti più bui donandomi sempre parole di speranza e conforto. Non mi stancherò mai di ringraziarvi e la dedica di questa tesi è solo il minimo che io possa donarvi per quanto avete fatto per me.

Un grazie commosso a nonno Lorenzo e nonna Ada, perché se ho terminato questo percorso di studi è grazie all'amore e alla forza che mi avete mostrato quando siete stati con me. Vi avrei voluto qui con me a festeggiare, ma so che lo farete anche da lassù. Grazie nunnu e nonnosa.

Grazie a Francesca soprattutto in questo ultimo anno a causa anche della pandemia ci sei stata sempre, regalandomi dei sorrisi inaspettati con il tuo modo

di fare giocoso e allo stesso tempo gentile, per i pranzi ottimi che ogni giorno hai preparato e per avermi sostenuto e incoraggiato sempre.

Grazie a Eleonora, l'amore mio. Grazie per avermi trasmesso la tenacia e la forza di superare i vari ostacoli che ho incontrato in questo percorso di studi, per i tuoi insegnamenti soprattutto nell'ultimo periodo. Grazie perché ci sei sempre stata, perché ogni giorno stai diventando sempre più importante nella mia vita.

Un enorme grazie va a Paola, perché senza i tuoi consigli e senza il tuo aiuto nei momenti più difficili, non sarei riuscito a terminare questo percorso di studi. Te ne sono davvero grato.

Grazie a Nonna Dina per la vicinanza e per le parole di incoraggiamento in questo periodo di studi.

Un ringraziamento particolare va anche a Zio Franco, Zia Giancarla, Michela, Cristiano, Sara, Giuseppe e la piccola Marta, per avermi supportato in questi anni e per avermi sempre sostenuto.

Ringrazio anche Zio Eros, Zia Sabrina e Luca per tutti i bei momenti trascorsi insieme.

Grazie anche a Mattia che soprattutto nell'ultimo periodo mi è stato molto vicino, per la sua premura e il costante sostegno.

Grazie ai miei cari amici Zeppo, Sox, Lorenzo e Pollo, per la vicinanza e l'affetto, le risate, il supporto e la forza che mi avete donato in questo percorso di studi. Siete persone speciali, grazie.

Un ringraziamento particolare anche a delle fantastiche persone che ho potuto incontrare nel percorso universitario come Giammario, Elia, Riccardo, Carletto,

Matteo, Lorenzo, Antonio, Nicola e Alessandro, per i bei momenti che abbiamo trascorso insieme e che porterò sempre con me.

Desidero anche ringraziare i coinquilini che ho avuto, Francesco, Andrea, Federico, Jacopo, Leonardo, Daniele, Alessandro, Hedi, Carlo, per aver condiviso i momenti della vita universitaria e per avermi sopportato e supportato.

Un grazie di cuore va anche a tutte le persone del Gruppo Scout Montegiorgio 1, per essermi stati vicino in questi anni e per aver sopperito alle mie mancanze.

Ringrazio anche Francesco, Roberto e Luigino per avermi insegnato i primi passi nel mondo professionale e per il bel periodo trascorso.

Un ultimo grazie lo rivolgo a me. Perché ho terminato questo percorso di studi nonostante le tante avversità, nonostante la pandemia che ha complicato ulteriormente le cose, nonostante i momenti più bui in cui sembrava che questo percorso non finisse più, nonostante tutti e tutto alla fine ce l'ho fatta.